



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

**Vertidos en tiempo de lluvia desde
redes de alcantarillado.**

**Metodología de diseño de un
tanque de tormenta**

Treball realitzat per:

Eva Gutiérrez Cortés

Dirigit per:

Manuel Gómez Valentín

Màster en:

Enginyeria de Camins, Canals i Ports

Barcelona, **setembre de 2019**

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA: CUENCA URBANA EN EL CENTRO DE GRANOLLERS	4
1.1.1. Descripción de la red de drenaje actual.....	6
1.1.2. Problemática de vertidos	7
1.2. OBJETIVOS.....	7
1.3. HIPÓTESIS REALIZADAS EN EL CASO DE ESTUDIO	8
1.4. ESTRUCTURA DE LA TESINA.....	8
2. ESTADO DEL ARTE – DEPÓSITOS DE RETENCIÓN Y DRENAJE SOSTENIBLE	10
2.1. TIPOLOGÍAS.....	11
2.1.1. Depósitos de retención en zonas urbanas consolidadas.....	12
2.2. IMPLANTACIÓN DEL DRENAJE SOSTENIBLE EN EL MUNDO	13
2.2.1. Antecedentes internacionales.....	13
2.2.2. Antecedentes nacionales.....	14
2.2.3. Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS).....	16
3. METODOLOGÍA Y PROCEDIMENTOS	18
3.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO	18
3.1.1. Pluviometría	18
3.1.2. Proceso lluvia-escorrentía	21
3.1.3. Subcuencas	26
3.2. MODELO Y SIMULACIÓN SWMM5	27
3.2.1. Introducción al modelo de simulación.....	27
3.2.2. Métodos de modelización y cálculo	28
3.2.3. Modelado de un depósito de retención.....	35
3.3. IMPLANTACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN EN LA CUENCA URBANA DE GRANOLLERS – CASO DE ESTUDIO	38

3.3.1. Ubicación del depósito de retención dentro de la cuenca de estudio de Granollers	38
3.4. CRITERIOS Y METODOLOGÍA UTILIZADA EN EL DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN.....	39
4. RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN PARA EVENTOS DE PRECIPITACIÓN ASOCIADOS A T2, T5 Y T10 AÑOS	43
4.1. ANÁLISIS DE REDUCCIÓN DE LA CARGA CONTAMINANTE VERTIDA AL MEDIO RECEPTOR	43
4.1.1. Evento de precipitación asociado a T2 años	43
4.1.2. Evento de precipitación asociado a T5 años	46
4.1.3. Evento de precipitación asociado a T10 años	49
4.2. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DE LA RED CON LA IMPLANTACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN	52
5. RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN PARA LOS EVENTOS ANUALES DE PRECIPITACIÓN DEL AÑO 1988.....	56
5.1. ANÁLISIS DE REDUCCIÓN DE LA CARGA CONTAMINANTE VERTIDA AL MEDIO RECEPTOR	59
5.2. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DE LA RED CON LA IMPLANTACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN	64
6. COMPARATIVA DE RESULTADOS ENTRE LOS DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACIÓN USADOS	67
7. CONCLUSIONES.....	70
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	74



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi tutor, Manuel Gómez Valentín, por brindarme la oportunidad y los medios para poder realizar este proyecto. Este trabajo ha conseguido despertar en mí muchísima curiosidad sobre este campo de estudio.

A mi madre, por cuidarme durante esta época tan difícil para mí a pesar de su delicada situación.

A JM, por ser mi fiel escudero y mi mayor apoyo durante esta etapa.

A Manel y a Marta, por nada y por todo.

A aquellas personas que me han distraído cuando era necesario, pero también me han comprendido y soportado cuando más me hacía falta.

A todas vosotras, muchísimas gracias.



Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports
Universitat Politècnica de Catalunya

*Vertidos en tiempo de lluvia desde redes de alcantarillado.
Metodología de diseño de un tanque de tormenta.*

RESUMEN

En las últimas décadas, el desarrollo de zonas urbanizadas alrededor de las grandes ciudades ha aumentado el número de áreas impermeables y consecuentemente, ha generado un aumento de la escorrentía que se genera durante los eventos de precipitación. Este aumento provoca que las redes de alcantarillado existentes no dispongan de capacidad suficiente y se produzcan desbordamientos y vertidos al medio receptor. Los vertidos durante tiempos de lluvias, cargados con altas concentraciones de contaminantes acumulados en la superficie de la cuenca de aportación, pueden perjudicar gravemente al ecosistema de la zona hasta tal punto que el daño generado sobre este sea irreversible.

Actualmente, la concienciación sobre estos desbordamientos del sistema unitario (DSU) es mayor y las políticas futuras van orientadas a la disminución e incluso, la prohibición de los vertidos al medio marino. Una de las alternativas para reducir dichos desbordamientos consistiría en volver a permeabilizar los núcleos urbanos para evitar un mayor volumen de escorrentía. Sin embargo, esta actuación es prácticamente imposible a corto plazo en zonas altamente urbanizadas y es aquí donde los depósitos de retención proporcionan solución a la problemática de los DSU.

Los depósitos de retención son estructuras que se sitúan aguas abajo de la cuenca de aportación cuya función es la de retener el volumen de escorrentía contaminado y liberarlo lentamente una vez la red disponga de suficiente capacidad aguas abajo para que pueda ser conducida hasta la estación de tratamiento más cercana. Su diseño depende del evento de precipitación que se escoja y por ello, es sumamente importante analizar cuál es el evento óptimo que se debe utilizar.

Así pues, en este TFM se analiza una cuenca urbana situada en el centro de Granollers (Barcelona) mediante la herramienta SWMM5. Se describe y analiza las cargas contaminantes vertidas al río (Congost) por el aliviadero situado a la altura de la plaza Constitució antes y después de la implantación del depósito de retención. Los eventos de precipitación utilizados durante el diseño del depósito han sido lluvias aisladas asociadas a un período de retorno (T) de 2, 5 y 10 años y la serie anual de precipitaciones del año 1988. Para cada uno de los eventos, se han obtenido los diseños de los depósitos de retención que consiguen reducir en un 25, 50, 75 y 90% el volumen de vertidos.



ABSTRACT

In the last decades, the development of urbanized areas around big cities has risen the number of impermeable soil and, consequently, generated an increase of the runoff produced during the rain events. This increase means that current sewerage networks do not have enough capacity and there are overflows and discharges into natural environment. Discharges during rainy periods, loaded with high concentrations of pollutants accumulated on the surface of the basin, can seriously harm the ecosystem of the area to such an extent that the damage generated on it becomes irreversible.

Nowadays, awareness of these overflows of the unitary system (DSU in Spanish) is growing and future policies aim to reduce, and even prohibiting, spills into the marine environment. One of the alternatives to reduce these overflows would be to re-permeabilize urban areas in order to avoid a greater volume of runoff. However, it is unfeasible to give a short-term solution by this kind of actions because of its difficulty to be implemented in an already urbanized area and that is why, currently, retention tanks provide a viable solution to the problem of DSUs.

Retention tanks are structures that are located downstream of the basin of study. Its function is to retain the volume of contaminated runoff and slowly release it once the network has enough capacity downstream, so that it can be taken to the nearest sewage treatment plant. Its design depends on the precipitation event that is chosen and, therefore, it is extremely important analysing which is the optimal event to be used.

Therefore, in this master thesis, an urban basin located in the centre of Granollers (Barcelona) is examined using the SWMM5 software. The extent of this study describes and analyses the amount of pollutant loads discharged into a river (Congost) by the spillway located in a urban square (plaza Constitució, Granollers) before and after the implementation of the retention tank. The precipitation events used in this case of study for the design of the tank are isolated rains associated with a return period (T) of 2, 5 and 10 years and the annual series of precipitation for the year 1988. For each of the events, different designs of retention tanks have been obtained in order to reduce the volume of spills by 25, 50, 75 and 90%.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 – Principales características de la red de drenaje de Granollers de la cuenca de estudio.....	7
Tabla 2 – Clasificación de los depósitos de retención. Fuente: Manual de recomendaciones para el diseño de tanques de tormenta, septiembre 2014 (MAGRAMA).....	11
Tabla 3 – Normativa legal existente	15
Tabla 4 – Distribución de la precipitación neta de proyecto dividida en intervalos de 5 minutos, con una duración total de 1 hora.....	21
Tabla 5 – Datos de contaminación definidos en el modelo SWMM5.	34
Tabla 6 – Volumen de vertidos, masa de contaminantes y pérdidas por inundación en cada una de las salidas del modelo en función del evento de precipitación.....	41
Tabla 7 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para un evento de precipitación de T2 años.....	44
Tabla 8 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para un evento de precipitación de T5 años.....	47
Tabla 9 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para un evento de precipitación de T10 años.....	50
Tabla 10 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para una precipitación de T2 años	53
Tabla 11 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para una precipitación de T5 años	53
Tabla 12 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para una precipitación de T10 años	54
Tabla 13 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para los eventos anuales de precipitación del año 1988.	59
Tabla 14 – Comparativa de eventos de vertido, volúmenes y descargas de contaminantes que se vierten por la salida del aliviadero para cada depósito de retención durante los eventos anuales de precipitación del año 1988.	63
Tabla 15 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para los eventos anuales de precipitación del año 1988.....	65
Tabla 16 – Comparativa de las dimensiones de los depósitos para cada evento de precipitación.....	67



Tabla 17 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 25% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.	68
Tabla 18 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 50% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.	68
Tabla 19 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 75% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.	69
Tabla 20 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 90% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Localización de Granollers en la Península Ibérica y en la provincia de Barcelona.....	5
Figura 2 – Delimitación de la cuenca urbana del caso de estudio y sus 8 subcuencas.....	5
Figura 3 – Esquema de la red de alcantarillado de la cuenca de estudio.	6
Figura 4 – Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la cuenca de estudio en Granollers.	19
Figura 5 – Hietograma sintético de los eventos de precipitación asociados a T2, T5 y T10 años con una duración total de 1 hora e intervalos de tiempo de 5 minutos.	20
Figura 6 – Valores de evaporación mensuales utilizados durante la simulación de la serie anual de precipitación del año 1988. Imagen extraída del modelo SWMM5.	23
Figura 7 – División de la cuenca de estudio junto con la red de alcantarillado. Imagen extraída del modelo SWMM5.	26
Figura 8 y Figura 9 – Representación del modelo de un depósito no lineal que utiliza SWMM5 para generar la escorrentía en la subcuenca a la izquierda y esquema de simplificación de la subcuenca realizado por SWMM5 a la derecha. Fuente: SWMM Reference Manual, Volumen I.	29
Figura 10 – Ubicación del depósito de retención para el caso práctico de Granollers.	39
Figura 11 – Perfil longitudinal del tramo existente en donde se ubicará el depósito de retención. Imagen extraída del modelo SWMM5.....	42
Figura 12 – Perfil longitudinal del tramo donde se ubica el depósito de retención. Imagen extraída del modelo SWMM5.	42
Figura 13 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para un evento de precipitación de T2 años.....	45
Figura 14 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida para un evento de precipitación asociado a T2 años.	46
Figura 15 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para un evento de precipitación de T5 años.....	48
Figura 16 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de	

reducción del volumen de vertido por la misma salida para un evento de precipitación asociado a T5 años.	48
Figura 17 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para un evento de precipitación de T10 años.....	51
Figura 18 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida para un evento de precipitación asociado a T10 años.	51
Figura 19 – Ubicación de las zonas inundables durante los eventos de precipitación asociados a T2, T5 y T10 años.	52
Figura 20 – Eventos anuales de precipitación ocurridos en el año 1988.	57
Figura 21 – Evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988	58
Figura 22 – Segundo evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988	58
Figura 23 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para los eventos anuales de precipitación del año 1988.	61
Figura 24 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida durante el evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988.	61
Figura 25 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida durante el segundo evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988.	62
Figura 26 – Vertidos de SS al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida durante el año 1988.....	64
Figura 27 – Ubicación de las zonas inundables durante los eventos anuales de precipitación del año 1988.....	65

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el movimiento migratorio de la población residente en las grandes ciudades hacia las periferias está generando un aumento de las zonas urbanizadas. Como resultado de este proceso de urbanización, la impermeabilidad de la cuenca crece, como también las nuevas cargas que debe soportar las redes de drenaje, las cuales no se dimensionaron considerando ese aumento de escorrentía.

Este incremento en la tasa de impermeabilidad del suelo afecta de forma muy notable a la escorrentía, llegando casi la totalidad del volumen de agua de precipitación caída a las redes de alcantarillado. La impermeabilización también se traduce en un descenso de la rugosidad del suelo a causa del cambio de la rugosidad natural por la de los materiales de construcción. Este menor impedimento a la circulación del agua hace que esta discurra con mayor rapidez, perdiéndose la capacidad de laminación natural de la cuenca. Este hecho conlleva a un descenso en los tiempos de concentración y como resultado los caudales punta serán mayores a los que se presentaban en el escenario previo.

En muchas ocasiones, el agua de lluvia que circula por calles y tejados arrastra una importante carga contaminante en metales pesados, aceites e hidrocarburos. Gran porcentaje de estos contaminantes se acaban vertiendo descontroladamente al medio receptor cuando la red de alcantarillado no dispone de suficiente capacidad para transportar todo el volumen de escorrentía. Estos vertidos se producen mayoritariamente en redes de alcantarillado unitarias, que son aquellas que utilizan las mismas conducciones para las aguas residuales y para las pluviales. Así pues, los vertidos en este tipo de redes están formados por un gran porcentaje de contaminantes acumulados en la superficie de la cuenca además de cierto porcentaje de agua residual.

El caudal asociado a las aguas residuales presenta fluctuaciones diarias y estacionales, pero siempre está presente con un cierto caudal mínimo en las redes unitarias. Por el contrario, los eventos de precipitación en un país como España son intensos pero ocasionales. El problema de las redes unitarias es que durante su dimensionamiento se parte de un volumen máximo de agua pluvial y residual que puede transportar, y de ahí surgen los desbordamientos del sistema unitario (DSU) si este volumen máximo se supera.

El exceso de caudal durante los eventos de precipitación no puede ser transportado por la red y es vertido sin tratamiento previo al medio receptor. Estos DSUs provocan numerosos y evidentes problemas al medio receptor,

entre ellos fuertes reducciones de oxígeno disuelto en el agua y presencia de tóxicos como el amoníaco (NH_4), que comprometen la calidad de las aguas del medio receptor y el ecosistema de la zona. Adicionalmente, durante el periodo inicial de un evento de tormenta, los volúmenes vertidos desde los DSUs contienen altos niveles de sólidos en suspensión (Pisano et al., 1979; Tait et al., 2003), debido a la acción combinada del lavado de las superficies urbanas con la erosión de los depósitos en el interior de los conductos, con un efecto contaminante que no resulta despreciable (Mulliss et al., 1997; Ashley et al., 2000; Suarez, 2005). El aporte de altas concentraciones de sedimentos, por el lavado interno al inicio de la tormenta, ha sido identificado por numerosos investigadores como el principal contribuyente al fenómeno de primer lavado o *first-flush*, y es una de las principales causas de problemas medioambientales en los medios receptores (Ashley, 2003).

Debe tenerse en cuenta además que la mayoría de las ciudades de España es poco frecuente encontrar redes separativas – redes de alcantarillado que transportan las aguas pluviales y residuales por separado –, sino que la gran mayoría de las redes de drenaje urbano son unitarias. Prácticamente la totalidad de los sistemas de saneamiento de los municipios catalanes son de tipo unitario, así que este problema de DSU suelen ser bastante frecuentes en Catalunya.

Debido a la creciente concienciación ambiental y a las exigentes normativas europeas en materia de medio ambiente, se plantea el problema que suponen los vertidos de este tipo de redes de saneamiento para el medio ambiente. Por ello, es necesario que está tomando importancia el hecho de conseguir depurar la máxima cantidad de agua que es recogida por la red, especialmente durante los episodios de precipitación, para evitar que los vertidos al medio receptor se produzcan. No obstante, las estaciones depuradoras de agua residual (EDAR) están dimensionadas en función de los caudales de aguas residuales en tiempo seco y, en consecuencia, en redes unitarias es muy difícil evitar dichas descargas al medio receptor.

Por lo tanto, a la pregunta de cómo gestionar la contaminación asociada a la escorrentía, la respuesta es que es un problema de difícil solución, sobre todo si se tiene en cuenta la naturaleza estocástica de las lluvias y los regímenes hidrológicos particulares de los ríos de la región Mediterránea (Obertmann et al., 2009). Los cauces naturales en las regiones Mediterráneas – donde se sitúa la zona de estudio – presentan caudales con grandes diferencias estacionales, lo que les hace más sensibles a los DSU en épocas secas, donde el caudal que se

vierte por los aliviaderos puede llegar a ser del mismo orden o incluso superar al caudal circulante.

Una de las medidas que se plantea en primera instancia consiste en disminuir el volumen de escorrentía que se genera en las cuencas de aportación. Para ello, una de las medidas consiste en aumentar el grado de permeabilidad en las zonas urbanas con el fin de conseguir un grado de infiltración mayor. Esta solución se conoce internacionalmente como *Sustainable Urban drainage systems* (SUDS). No obstante, en zonas urbanas muy consolidadas – como es el caso de la cuenca de estudio de Granollers – esta alternativa es inviable. Normalmente, los usos del suelo en municipios como Granollers ya están definidos, y el proceso de permeabilización es prácticamente inviable a corto plazo.

Otra alternativa que se baraja en este tipo de situaciones consiste en construir unos depósitos que eviten que se produzcan estos DSU al medio receptor y en cierta medida, consigan laminar el flujo de entrada a las EDAR para evitar el posible problema de falta de capacidad de la estación. Estos depósitos, llamados depósitos o tanques de retención o Anti-DSU, se pueden construir debajo de la superficie y, por lo tanto, se evita posibles problemáticas e interferencias con los usos actuales del suelo del municipio. Los depósitos de retención normalmente se sitúan en zonas altamente urbanizadas donde el espacio resulta muy valioso económicamente, por lo que se encuentran soterrados bajo la ciudad. Según (Gómez, 2007) “Constituyen una de las técnicas más habituales para reducir la magnitud de los caudales pico de escorrentía. Consiste en dedicar un espacio con cierta capacidad de almacenamiento para retener parte del volumen del hidrograma de caudal de escorrentía, reduciendo además por laminación el caudal pico que debe transportar la red de drenaje aguas abajo. Los volúmenes de agua almacenados pueden liberarse poco a poco una vez haya pasado la tormenta”. La principal desventaja es que se trata de una solución muy costosa que no consigue reducir el volumen de escorrentía en la cuenca de aportación, con los problemas derivados que pueden generarse debido a este hecho. La EDAR deberá tratar un mayor volumen de aguas – aumentando el coste operacional y de mantenimiento de la infraestructura – además del coste de mantenimiento y operacional del depósito de retención.

Con todo lo explicado anteriormente, en este estudio se ha optado por analizar el impacto que genera la implantación de un depósito de retención en una cuenca urbana del municipio de Granollers sobre las cargas contaminantes que se vierten por un punto de la red donde se producen DSU al río Congost de forma habitual.

El modelo de simulación de la red de alcantarillado de la cuenca de estudio ha sido SWMM5 (*Storm Water Management Model*). Este programa de simulación dispone de módulos que permiten predecir la evolución de los parámetros de calidad durante eventos de precipitación, sin contemplar el efecto de sedimentación de partículas dentro de las conducciones, pero sí la acumulación y el lavado de contaminantes que se depositan en las superficies de las cuencas de aportación (Gironás et al., 2009; Rossman, 2009). Sin embargo, existen otros modelos de transporte que requieren del uso de gran cantidad de parámetros de calidad para la obtención de resultados confiables, como son los modelos desarrollados por *HydroWorks (InfoWorks)* y *MouseTrap (Mike Urban)* (Crabtree et al., 1995, Bouteligier et al., 2002; Danish Hydraulic Institute, 2008). La definición de estos parámetros de forma realista es compleja al existir una falta de conocimiento en este campo, y en muchas ocasiones se tiende a usar los valores que se nos presentan por defecto, sin tener el conocimiento suficiente de la influencia que ejerce sobre los resultados. Las incertidumbres en la valoración de esos parámetros impiden el correcto uso de los programas mencionados anteriormente.

1.1. DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA: CUENCA URBANA EN EL CENTRO DE GRANOLLERS

El caso de estudio se centra en una cuenca urbana del municipio de Granollers, a 35 km al norte de Barcelona. Granollers se encuentra en la segunda corona del área metropolitana de Barcelona y es la capital y ciudad más densamente poblada del distrito del Vallès Oriental. Se encuentra en la cuenca tributaria del río Besòs, cuyo afluente, el río Congost, cruza el núcleo urbano de Granollers.

La cuenca urbana que se analiza a lo largo de este estudio se encuentra en el centro del municipio del margen izquierdo del río Congost y comprende un área total de aproximadamente 63,3 ha, de las cuales 47,6 ha son zonas impermeables y 15,7 ha son zonas verdes. Esta cuenca está delimitada por el río Congost, las calles de Josep Torras i Bages, de Girona, de Francesc Ribas, del Terme, Pere el Gran, de Corró, Lledoner, Ripollès, la Torre de Pinós, Con estos datos, el grado de impermeabilización que presenta la cuenca es de aproximadamente del 75%. La cuenca se encuentra en ligera pendiente con inclinaciones que oscilan entre el 3% y el 0,5%. La cuenca se ha subdividido en un total de 8 subcuencas, tal y como se muestra en la Figura 2.



Figura 1 – Localización de Granollers en la Península Ibérica y en la provincia de Barcelona.



Figura 2 – Delimitación de la cuenca urbana del caso de estudio y sus 8 subcuencas.

Los límites de la cuenca de estudio se han escogido de manera que la red de alcantarillado únicamente recoja el caudal de esta y no de otras cuencas adyacentes. La cuenca dispone de una única salida, que se encuentra en el punto más bajo de ella (señalado con un punto rojo en la Figura 2). Es importante que la cuenca se delimite de manera que, al aislarla de las cuencas adyacentes, no se estén ignorando caudales que debieran entrar por sus fronteras de otro modo las simulaciones de caudales no serían realistas.

1.1.1. Descripción de la red de drenaje actual

La red de alcantarillado de Granollers es una red unitaria clásica de colectores y galerías enterrados bajo las calles. Esta cuenta en total con 5.800 imbornales, 300 rejas, 3.500 pozos de registro y 135 km en total de conducciones (1 pozo de registro cada 43 m). Por lo tanto, se trata de una red extensa que cubre gran parte de los 14,9 km² de superficie del municipio. Las dimensiones de las conducciones oscilan entre colectores circulares de 200 mm de diámetro hasta galerías de 2.900x2.000 mm. La mayoría son de sección circular, de hormigón y entran en el rango de 300 y 500 mm de diámetro (datos obtenidos por *Drenatges Urbans del Besós*, S.L. durante el año 2016).

El sector de la red de alcantarillado que se presenta en la Figura 3 es el encargado de recoger la escorrentía generada en toda la cuenca de estudio. La red es unitaria y presenta una estructura arborescente, por lo que el agua tiene un único camino para ir desde un punto A hasta otro B aguas abajo.



Figura 3 – Esquema de la red de alcantarillado de la cuenca de estudio.

La red de la cuenca de estudio dispone de 2 salidas directas al río Congost. Una de ellas se sitúa a la altura del camino Ramon Llull (salida de aguas arriba) y la otra a la altura de la plaza Constitució (salida del aliviadero). Todas las aguas de la red de alcantarillado se acaban entregando al colector interceptor situado en el margen izquierdo del río Congost que discurre por el paseo Fluvial de Granollers.

Las características principales de la red de alcantarillado de la cuenca de estudio se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1 – Principales características de la red de drenaje de Granollers de la cuenca de estudio.

Número de pozos	99
Número de tramos de colectores	108
Tipo de sección de los colectores	Circular
Material de los colectores	Hormigón
Longitud total de los colectores	3.606,8 m
Longitud de colectores con diámetros menores a 600 mm	398,6 m
Longitud de colectores con diámetros comprendidos entre los 600 y los 1.000 mm	2.287,7 m
Longitud de colectores con diámetros mayores a 1.000 mm	929,5 m

1.1.2. Problemática de vertidos

En todo el municipio de Granollers, se han detectado un gran número de vertidos del colector interceptor al río Congost. Estos vertidos se producen en gran parte por los aliviaderos situados en los pozos del colector interceptor. Estos DSU provocan que la calidad de las aguas del medio receptor se vea seriamente afectada e incluso, la calidad ambiental del ecosistema también se vea comprometido. Cabe destacar que los caudales del cauce principal del río Congost no son muy elevados, por tanto, no es necesario que los vertidos del sistema unitario sean muy grandes para que se vea empeorada muy significativamente la calidad ambiental del río.

1.2. OBJETIVOS

Los objetivos de este estudio se listan a continuación:

- Dimensionar depósitos de retención que consigan reducciones del 25, 50, 75 y 90% del volumen de vertidos del sistema unitario al río Congost por el aliviadero situado a la altura de la plaza Constitució de Granollers. Para ello, se utilizan eventos de precipitación asociados a períodos de retorno de 2, 5 y 10 años y la serie anual de precipitación del año 1988, con el fin

de comparar los diseños que se obtienen en función de la precipitación usada.

- Analizar la eficiencia en la reducción de los agentes contaminantes vertidos al medio receptor con la implantación del depósito para cada uno de los eventos de precipitación.
- Evaluar el impacto que supondría en el funcionamiento de la red la construcción del depósito de retención.

1.3. HIPÓTESIS REALIZADAS EN EL CASO DE ESTUDIO

Las hipótesis que se han considerado a lo largo de este estudio son las siguientes:

- Se desprecia la aportación de las aguas residuales generadas en la cuenca de estudio, pues estas representan una pequeña fracción del caudal que transporta la red durante los eventos de precipitación.
- La crecida de los niveles de agua del río Congost durante los episodios de precipitación pueden dificultar considerablemente las descargas de la red de alcantarillado. No obstante, se considera que esta subida no es suficiente como para comprometer la descarga en lámina libre del sistema unitario al medio receptor.

1.4. ESTRUCTURA DE LA TESINA

La presente tesina consta de 8 capítulos los cuales se listan a continuación:

- Capítulo 1: se presenta la cuenca de estudio de Granollers y los objetivos del propio trabajo.
- Capítulo 2: se hace un resumen del marco teórico de los depósitos de retención y el drenaje urbano sostenible.
- Capítulo 3: se describe el proceso que se ha seguido para la obtención de los resultados con el modelo de SWMM5 para cada uno de los escenarios planteados.
- Capítulo 4: se presentan y analizan los resultados de las reducciones de carga de contaminantes que se vierten al medio receptor durante los eventos de precipitación asociados a un período de retorno de 2, 5 y 10 años.
- Capítulo 5: en este capítulo se presentan y analizan los resultados de las reducciones de carga de contaminantes que se vierten al medio receptor durante los eventos anuales de precipitación ocurridos en el año 1988.

- Capítulo 6: se comparan los resultados presentados en el capítulo 4 y 5 con el fin de analizar qué evento de precipitación es óptimo para el dimensionamiento del depósito de retención.
- Capítulo 7: el estudio finaliza con el séptimo capítulo, en el que se recoge las conclusiones a las que se ha llegado analizando los resultados obtenidos.
- Capítulo 8: Incluye todas las referencias bibliográficas que se han consultado.

2. ESTADO DEL ARTE – DEPÓSITOS DE RETENCIÓN Y DRENAJE SOSTENIBLE

En la actualidad, se dispone de mayor concienciación de la importancia que supone asegurar la buena calidad de las masas de agua del ecosistema. Por este motivo, durante el diseño de las redes de alcantarillado – y en especial los colectores interceptores principales y sus aliviaderos al medio receptor o los emisarios terrestres – se basan en criterios con el fin de alcanzar determinados objetivos ambientales en el sistema acuático receptor, valorando todas las posibles presiones sobre la masa de agua.

La existencia de infraestructuras de regulación y tratamiento de desbordamientos, conocidos de forma genérica como depósitos de retención o tanques de tormenta, permite laminar y regular los caudales generados en tiempo de lluvia evitando su vertido e, incluso, realizar un cierto grado de depuración sobre los volúmenes finalmente descargados al medio receptor. Además, las descargas del sistema unitario suelen estar muy contaminadas y se desaconseja su vertido sin tratarse previamente. Por lo tanto, conseguir almacenar estas aguas conlleva a que se puedan tratar posteriormente sin necesidad de incrementar notablemente la capacidad de las EDAR (Mays, 2004).

Muy recientemente se está tomando conciencia en España de los importantes impactos que generan las DSU sobre los medios acuáticos receptores. Las elevadas cargas contaminantes movilizadas y las altas concentraciones de algunos contaminantes que se generan en los sistemas de saneamiento unitario en tiempo de lluvia pueden ocasionar graves daños a los ecosistemas marinos que pueden ser irreparables a corto plazo. A este impacto también contribuyen los vertidos que se generan de aguas de escorrentía desde las redes de pluviales de los sistemas separativos, que en determinadas circunstancias y para ciertos parámetros – SS (Sólidos en Suspensión), DQO (Demanda Química de Oxígeno) y metales pesados – pueden contribuir con una contaminación equiparable a la que puede aportar el agua residual urbana o las DSU.

Cuando se estudia la problemática de presiones o impactos de un sistema de saneamiento o drenaje sobre un medio acuático hay que diferenciar tres tipos de fenómenos de contaminación asociados con las aguas pluviales:

- Contaminación generada por las aguas de escorrentía contaminada que llega de forma directa a través de las redes de drenaje de agua pluviales en los sistemas separativos a las masas de agua receptoras.

- Contaminación generada por los desbordamientos de los sistemas unitarios (DSUs) – CSO en la literatura anglosajona –, con aguas que son mezcla de aguas pluviales, más o menos contaminadas, y aguas residuales urbanas de tiempo seco.
- Contaminación generada en las depuradoras. La punta de caudal y las fuertes oscilaciones de concentraciones que asume la red unitaria acaban llegando a la depuradora y, si supera su capacidad de tratamiento, también se produce un desbordamiento.

Los tres tipos de vertidos citados se diferencian en los volúmenes vertidos, en las concentraciones de contaminantes (medias y máximas), y en las fases y períodos de descarga.

2.1. TIPOLOGÍAS

Los depósitos de retención pueden clasificarse de diferentes maneras atendiendo a diversos aspectos que los caracterizan. Esta clasificación se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2 – Clasificación de los depósitos de retención. Fuente: Manual de recomendaciones para el diseño de tanques de tormenta, septiembre 2014 (MAGRAMA).

Clasificación	Nombre	Características / Función principal
Función principal dentro del sistema de saneamiento	Depósitos anti-DSU o depósitos de retención	Evitar el vertido de contaminantes al medio receptor durante sucesos de lluvia. Suelen estar ubicados cerca del medio receptor, en la parte final de la cuenca tributaria.
	Depósitos anti-inundación	Evitar inundaciones debidas a insuficiencias hidráulicas de la red de saneamiento. Suelen estar ubicados en las partes altas o medias de las cuencas tributarias.
	Depósitos Mixtos	Evitar inundaciones. Disponen también de los elementos de regulación y control necesarios para reducir el aporte de contaminantes al medio receptor.
Posición relativa respecto a la red de saneamiento	En línea u On-Line	Están ubicados en la traza del colector, de manera que todo el flujo circulante atraviesa el depósito de retención.
	Fuera de línea, Off-line o depósitos de retención con derivación	Se desvía el caudal desde el sistema de alcantarillado hasta el depósito cuando se supera un valor de caudal predeterminado. El agua desviada se almacena hasta que la red de alcantarillado o la planta de tratamiento aguas abajo disponen de suficiente capacidad.
	Depósitos de retención combinados	Constan de varios compartimentos o cámaras que funcionan de forma acoplada y, normalmente secuencial.

Clasificación	Nombre	Características / Función principal
Sistema de vaciado:	Vaciado por gravedad	El depósito se implanta a una cota tal que todo el volumen de agua almacenada puede ser reintegrada a la red de saneamiento por gravedad.
	Vaciado por bombeo	Son aquellos depósitos donde la cota de la solera de los mismos obliga a evacuar toda el agua almacenada mediante un sistema de bombeo.
	Vaciado mixto	Parte del agua almacenada se evacua por gravedad hasta cierta cota a partir de la cual es necesario el uso de bombas.
Gestión de las aguas entrantes	Depósitos de volumen confinado o trampa	Una vez se llena el depósito, las aguas entrantes se desvían al colector de bypass, reteniendo en su interior las primeras aguas recibidas hasta el final del suceso de lluvia, o el momento que se decida su vaciado. Para ello el depósito tiene que ser necesariamente off-line. A este tipo de depósitos también se les denomina de primer lavado (<i>first flush</i>).
	Depósitos fluyentes	El depósito se llena y sigue recibiendo el agua de la red, pudiendo llegarse a producir un desbordamiento por un aliviadero situado en el mismo o aguas arriba. Normalmente en este tipo de depósitos, el agua entrante se mezcla con la retenida, y se llega a producir una mezcla más o menos completa. También se pueden llegar a configurar y dimensionar con el fin de que se vean potenciados los fenómenos de sedimentación – se fijan límites para las velocidades ascensionales para determinados caudales, se limita la velocidad hacia el aliviadero, se fijan calados mínimos y relaciones de forma. Este tipo de depósitos se pueden configurar tanto <i>off-line</i> como <i>on-line</i> .

2.1.1. Depósitos de retención en zonas urbanas consolidadas

Los depósitos están diseñados para almacenar temporalmente los volúmenes de escorrentía generados aguas arriba. Estas estructuras favorecen la sedimentación y con ello la reducción de la contaminación que se pueda verter al medio receptor. Pueden emplazarse en zonas muertas o ser compaginados con otros usos, como los recreacionales, en parques e instalaciones deportivas en zonas urbanas muy densificadas con pocas zonas verdes.

Estos depósitos según su posición respecto a la posición relativa en alzado pueden ser:

- En superficie: son similares a los depósitos de infiltración, pero con más profundidad, ya que en los de detención, la reducción del caudal se

producirá por el almacenamiento de la escorrentía sobre la superficie, en lugar de por su infiltración al subsuelo.

- Enterrados: cuando no se dispone de terrenos en superficie, o en los casos en que las condiciones del entorno no recomiendan una infraestructura a cielo abierto, estos depósitos se construyen en el subsuelo. Se fabrican con materiales diversos, siendo los de hormigón armado y los de materiales plásticos los más habituales.

El depósito que provoca menor interacción con los usos del suelo del municipio es el depósito enterrado. El depósito en superficie necesita zonas libres para poder ejecutarse, y difícilmente en zonas urbanas consolidadas se pueden dar.

2.2. IMPLANTACIÓN DEL DRENAJE SOSTENIBLE EN EL MUNDO

2.2.1. Antecedentes internacionales

El uso de técnicas SUDS está cada vez más extendido en el mundo (Australia, Estados Unidos, Japón, Reino Unido, Alemania, Holanda, Francia, Sudáfrica, Nueva Zelanda...). Se han realizado multitud de proyectos, y las experiencias recogidas han dado lugar a la aparición de numerosos manuales de diseño, guías, normativa, legislación y documentación de todo tipo, que en muchos casos está disponible en la red para facilitar su divulgación, por el bien común.

Con la progresiva concienciación durante las 3 últimas décadas de la necesidad de mejorar la calidad de las aguas surgió en Estados Unidos el concepto de *Best Management Practices* (BMPs). Gracias a su desarrollo, varios estados y gobiernos locales han elaborado leyes, normativas y ordenanzas para fomentar u obligar la utilización (Muthukrishnan, 2004). En Australia sucedió algo similar en la década de los 90.

En Japón también empezó también a tener concienciación sobre este asunto. Según Hashimoto et al. (1990) y Murakami (1990), la ciudad de Osaka cumple con los requisitos para la construcción de depósitos de retención: inundaciones producidas por el enorme grado de impermeabilidad que presenta la zona urbana y la necesidad de tratar la escorrentía superficial debido al alto grado de contaminación de esta. Por ese motivo, en el año 2007 se estaba construyendo un gran colector de 6,5 m de diámetro y 12,2 km de longitud que también estaba diseñado para también actuar como depósito de retención.

Hace algo más de una década que Europa ha tomado concienciación sobre la calidad de las aguas, puesto que anteriormente se centraba la preocupación en el control de las inundaciones. Poco a poco se comienza a adoptar criterios

combinados de cantidad y calidad de las aguas. El uso de las diferentes técnicas SUDS está más extendido en los países del centro y norte de Europa que en la zona sur, donde países como España, Italia, Grecia y Portugal cuentan todavía con escasas experiencias. Por otra parte, las tipologías de SUDS empleadas varían entre países.

2.2.2. Antecedentes nacionales

A finales de los 80 y principios de los 90, en España se construyeron los primeros depósitos de retención. Una Administración pionera fue la antigua Confederación Hidrográfica del Norte de España, que integró depósitos en los nuevos saneamientos de las cuencas mineras de Asturias, cuyos ríos (el Caudal y el Nalón) estaban altamente degradados por la presión urbana e industrial. En la zona mediterránea los primeros depósitos se construyeron en Barcelona. Durante la última década la construcción de depósitos de retención se ha extendido y ya es una infraestructura habitual, pero, sin embargo, los criterios de dimensionamiento – en esencia la definición del volumen de almacenamiento adecuado a cada contexto geográfico y a cada problemática ambiental – son variados incluso en las mismas administraciones.

La tipología más desarrollada en España, incluso arraigada en algunos casos, es la que corresponde a los depósitos de laminación y/o retención. De este modo, en ciudades como Barcelona y Madrid, así como en el ámbito de la Confederación Hidrográfica del Norte, se ha realizado un esfuerzo considerable en la materia.

Actualmente existen en servicio 10 depósitos de uso mixto en Barcelona (con objetivos tanto anti-DSU como de control de inundaciones), con un volumen útil total de 400 000 m³. Además, existen otros 31 planificados en la ciudad y su área metropolitana que añaden 1.150.000 m³ más.

2.2.2.1. Marco legal actual

Las normativas que actualmente rigen en nuestro país son muy diversas; las hay tanto a escala europea, española, autonómica y municipal. Se podría decir que están jerarquizadas por este orden ya que la directiva europea sirve de base para las directivas estatales, normativas autonómicas y ordenanzas municipales, entre otros documentos. Parte de la legislación y recomendación existente en los diferentes niveles es la siguiente:

Tabla 3 – Normativa legal existente

Nivel	Nombre	Características
EUROPEO	Directiva del Marco del Agua (2000)	Tiene como principios básicos el no deterioro y consecución del buen estado integral de las masas de agua superficial y subterránea, el enfoque combinado de la contaminación y gestión integrada del recurso, principio de plena recuperación de costes se servicios relacionados con el agua y el uso de espacios acuáticos y principio de participación pública y transparencia en las políticas del agua.
	Directiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo i del Consejo, de 23 de octubre de 2007	Relativa a la evaluación del riesgo de inundación: Su objetivo es el de gestionar los riesgos que suponen las inundaciones para la salud humana y el medio ambiente, patrimonio cultural y actividad económica. Se aplica a las aguas interiores y costeras de toda la UE.
ESTATAL	La Sequía en España. Directrices para minimizar su impacto. Ministerio de Medio Ambiente. 2007:	Propone la captación, drenaje y gestión de aguas pluviales como una estrategia a desarrollar desde la planificación hidrológica, proponiendo redes separativas de drenaje, el uso de superficies permeables urbanas y la retención de agua mediante cisternas. Se recomienda establecer estas prácticas por normativa municipal, en todo desarrollo urbanístico de nueva implantación y promover su uso en proyectos de rehabilitación de las ya existentes. Menciona también el uso de incentivos económicos a los vecinos y empresas que adopte estas prácticas.
	Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. 2008. CEDEX	Principal manual a día de hoy en España para el drenaje urbano de aguas pluviales. Demuestra una tendencia al control de la contaminación difusa de las aguas pluviales y propone las técnicas LID como solución.
	Real Decreto 1290/2012	Se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas: Este hace referencia a que se deben plantear medidas que limiten la aportación de aguas de lluvia a los colectores. Además, obliga a inventariar los puntos de vertido.
	Real Decreto 903/2010	Evaluación y gestión de riesgos de inundación.
	Real Decreto 233/2013	Decreto por el que se regula el Plan Estatal de fomento del alquiler de viviendas, la rehabilitación edificatoria, y la regeneración y renovación urbana, 2013-2016.
AUTONÓMICO Y OTROS	Ordenanza de Gestión y uso eficiente del Agua en la Ciudad de Madrid (2006)	Se establece que en las actuaciones de urbanización debe minimizarse la proporción de pavimentos impermeables, con objeto de favorecer la infiltración, estableciendo unos mínimos de permeabilidad en los diferentes tipos de superficie.
	Guía Técnica de Aprovechamiento de Agua en Catalunya (2011).	

No obstante, no existe una normativa técnica específica para los depósitos de retención, aunque se prevé que salga a la luz próximamente. Aun así, lo que sí parece claro es que se deberán aplicar actuaciones en un futuro para mitigar el impacto de los vertidos al medio receptor.

2.2.3. Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS)

En las anteriores actuaciones se recomienda la ejecución soluciones en la línea del SUDS, especialmente a los nuevos desarrollos urbanísticos, parques, y otras actuaciones de renovación urbana, para minimizar la escorrentía y los caudales punta que circulan por las redes, tanto unitarias como separativas y así evitar episodios de DSUs.

La reducción de los caudales punta de aguas pluviales tiene una fuerte incidencia por el hecho de minimizar las futuras inversiones en ampliaciones de red o el control de los vertidos a los arroyos. A largo plazo, estas actuaciones producen un efecto similar a los depósitos anti-DSU, sin los inconvenientes de los costes operacionales y de mantenimiento que estos originan.

La filosofía de los SUDS es reproducir, de la manera más fiel posible, el ciclo hidrológico natural previo a la urbanización o actuación humana. Su objetivo es minimizar los impactos del desarrollo urbanístico en cuanto a la cantidad y la calidad de la escorrentía (en origen, durante su transporte y en destino), así como maximizar la integración paisajística y el valor social y ambiental de la actuación. Se trata de una alternativa innovadora, eficiente y más sostenible de gestionar el agua de lluvia.

Los SUDS incluyen un amplio espectro de soluciones que permiten afrontar el planeamiento, diseño y gestión de aguas pluviales dando tanta importancia a los aspectos medioambientales y sociales como los hidrológicos e hidráulicos.

Según Perales & Andrés-Doménech (2008) existen gran variedad de SUDS, cuyas medidas estructurales más utilizadas se enumeran a continuación:

- Cubiertas vegetales
- Superficies permeables
- Franjas filtrantes
- Pozos y zanjas de infiltración
- Drenes filtrantes o franceses
- Cunetas verdes
- Depósitos de infiltración

- Depósitos de detención en superficie
- Depósitos de detención enterrados
- Estanques de retención
- Humedales

El concepto de SUDS cumple los objetivos fijados por la legislación española y europea en materia de aguas. Con un buen planeamiento, diseño, construcción y mantenimiento, los SUDS pueden mitigar muchos de los efectos adversos que la escorrentía urbana provoca al medio ambiente.

3. METODOLOGÍA Y PROCEDIMENTOS

3.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

3.1.1. Pluviometría

Para el estudio del sistema en tiempo húmedo, se ha utilizado tres eventos de precipitación representativos de la zona que simule lluvias frecuentes en el municipio de Granollers. Así pues, los eventos de precipitación de 2, 5 y 10 años de período de retorno (T) se han escogido como lluvias tipo para la zona de Granollers y se han obtenido siguiendo los criterios de la *Guia Tècnica de l'Agència Catalana de l'Aigua*, “*Recomanacions Tècniques per als Estudis d'Inundabilitat d'Àmbit Local*”.

Adicionalmente, se dispone de la serie de eventos de precipitación registrados durante todo el año 1988 que también se utilizará durante este estudio. Esta serie de eventos resultan excelentes para representar fielmente la frecuencia de ocurrencia las tormentas de interés que se producen habitualmente, entre ellos las inundaciones y vertidos de cargas de contaminantes. El análisis en detalle de la serie anual de precipitación se puede ver en el capítulo 5.

Las precipitaciones de período de retorno de 2, 5 y 10 años han sido obtenidas a partir del método de la instrucción 5.2.IC Drenaje, que permite obtener la curva IDF sintética en cualquier lugar de la España peninsular. Este método permite obtener la curva IDF a partir de una precipitación diaria conocida y asociada al período de retorno deseado. En el caso de Granollers, la precipitación diaria es de 62,2 mm, 81,5 mm y 99,9 mm para los períodos de retorno de 2, 5 y 10 años respectivamente. Esta precipitación diaria se ha obtenido mediante los mapas de isomáximas de precipitación diaria correspondiente a cada período de retorno, elaborado por *l'Agència Catalana de l'Aigua* (ACA).

Una vez obtenida la precipitación diaria para cada período de retorno, hace falta reducir su valor aplicando el coeficiente de simultaneidad K_A , mediante las expresiones (1) y (2):

$$K_A = 1 \quad \text{si } S \leq 1 \text{ km}^2 \quad (1)$$

$$K_A = 1 - \frac{\log S}{15} \quad \text{si } S \geq 1 \text{ km}^2 \quad (2)$$

Donde:

- K_A es el cociente adimensional minorador de la precipitación diaria P_d .
- S es la superficie de la cuenca, expresada en km^2 .

La superficie de la cuenca de estudio de Granollers es de $0,63 \text{ km}^2$.

El valor de la precipitación diaria que se utiliza a la hora de construir la IDF es el resultado de la multiplicación del coeficiente de simultaneidad y la precipitación diaria obtenida con los mapas de isomáximas.

$$P'_d = K_A \cdot P_d \quad (3)$$

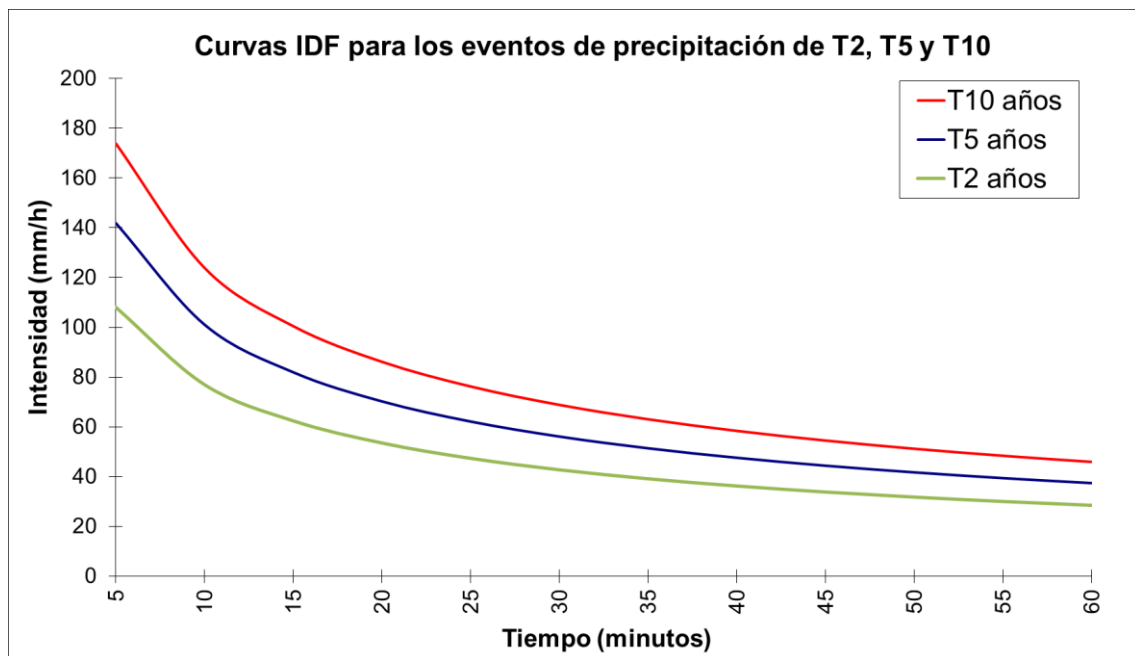


Figura 4 – Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la cuenca de estudio en Granollers.

Para la construcción del hietograma de proyecto se utiliza el método que se basa en las curvas Intensidad–Duración–Frecuencia (curvas IDF), que resultan de unir puntos representativos de la intensidad media máxima en intervalos de diferente duración y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno.

A partir del análisis de tormentas registradas con pluviógrafos, Témez propuso la siguiente relación para conseguir dibujar estas curvas por las características propias de la Península Ibérica:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{(28^{0.1} - D^{0.1})}{(28^{0.1} - 1)}} \quad (4)$$

Donde:

- I es la intensidad de precipitación para una duración D , correspondiente al período de retorno, expresada en mm/h.
- I_d es la intensidad media diaria para el período de retorno considerado, expresada en mm/h.
- D es la duración efectiva de la precipitación por la cual se quiere calcular la intensidad I , expresada en horas.
- I_1/I_d es un factor característico de la zona de estudio. El valor considerado ha sido de 11,0.

Con todos estos datos y herramientas y utilizando el método de bloques alternados, se puede construir una lluvia de duración de 1 hora, definida en intervalos de 5 minutos. Estas precipitaciones tipo representarán lo que se llamarán de aquí en adelante eventos de precipitación asociados a períodos de retorno de T2, T5 y T10 años. Los resultados de los eventos de precipitación son los siguientes:

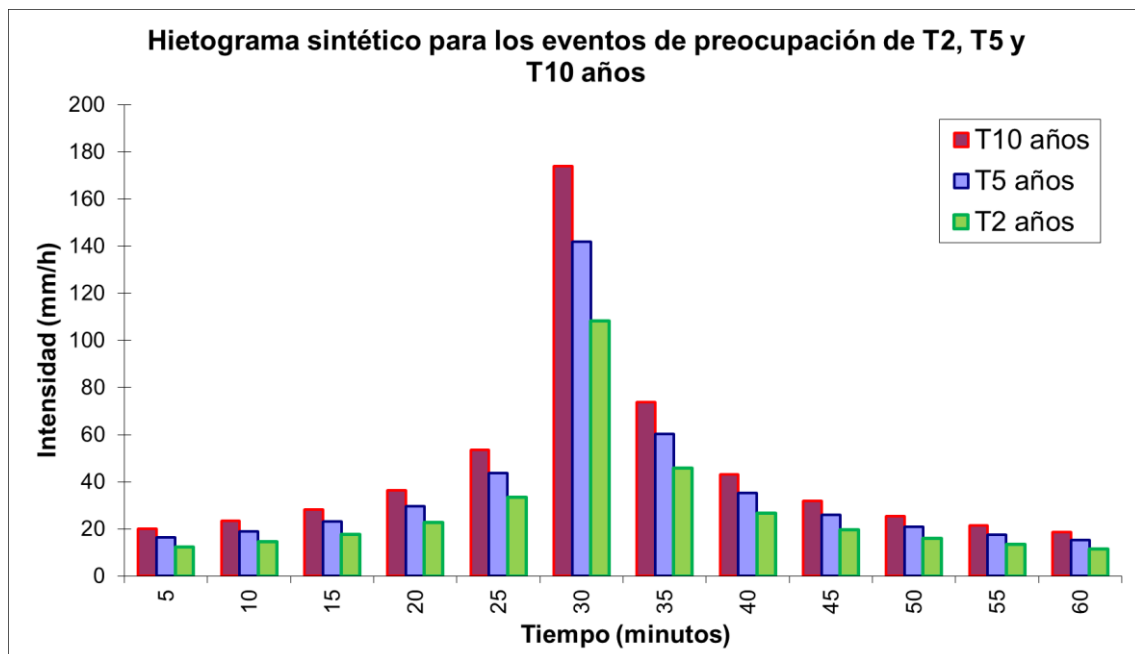


Figura 5 – Hietograma sintético de los eventos de precipitación asociados a T2, T5 y T10 años con una duración total de 1 hora e intervalos de tiempo de 5 minutos.

Tabla 4 – Distribución de la precipitación neta de proyecto dividida en intervalos de 5 minutos, con una duración total de 1 hora.

	PERÍODO DE RETORNO (T)		
	T2 años	T5 años	T10 años
P_d (mm)	62,2	81,5	99,9
Duración (min)	Precipitación (mm)		
5	9,0	11,8	14,5
10	3,8	5,0	6,1
15	2,8	3,6	4,5
20	2,2	2,9	3,6
25	1,9	2,5	3,0
30	1,6	2,2	2,6
35	1,5	1,9	2,4
40	1,3	1,7	2,1
45	1,2	1,6	1,9
50	1,1	1,5	1,8
55	1,0	1,4	1,7
60	1,0	1,3	1,6

3.1.2. Proceso lluvia-escorrentía

La lluvia no es el único proceso que interviene en el proceso de formación de escorrentía en las cuencas. Por eso, es necesario tener un conocimiento de la cuenca para poder transformar correctamente la precipitación en escorrentía. La lluvia no se convierte en su totalidad en escorrentía superficial debido a que se producen una serie de pérdidas como son la infiltración, la evaporación y la retención en superficie. Tres de los métodos que el código SWMM5 incorpora para el cálculo de las pérdidas de precipitación son la ecuación de Horton, el método Green-Ampt y el método del número de curva del SCS (*Soil Conservation Service*).

3.1.2.1. Retención en superficie e interceptación

El suelo infiltrará a un ritmo menor a su potencial mientras la intensidad de lluvia sea menor a la capacidad de infiltración potencial. Una vez se supera esa potencia, el agua se irá acumulando en superficie y la infiltración se producirá a la máxima velocidad posible según las condiciones del terreno. Esa agua que permanece en superficie puede convertirse en escorrentía superficial o

acumularse en zonas deprimidas. Esta agua puede haberse quedado retenida en depresiones del terreno o en otros elementos tales como plantas que impiden que llegue a la superficie del terreno. No obstante, en cuencas urbanas llanas como la del caso de estudio, el agua es más susceptible de ser retenida en superficie debido al alto grado de impermeabilidad del terreno y, por lo tanto, se debería de hacer un análisis detallado de este fenómeno.

Para tener en cuenta la cantidad de agua que se almacena en superficie en SWMM5 se le debe asignar a cada subcuenca un valor de retención en mm para zonas permeables y otro valor para zonas impermeables, así como el porcentaje de suelo impermeable que no presenta pérdidas de este tipo. Valores recomendados por Gómez (2007) oscilan entre 1,2 - 2,5 mm para áreas impermeables y entre 8 - 9 mm para áreas permeables.

El modelo de SWMM5 utilizado adopta 2,5 mm y 6 mm de pérdidas en áreas impermeables y permeables respectivamente y un 0% de porcentaje de suelo impermeable que no presenta pérdidas.

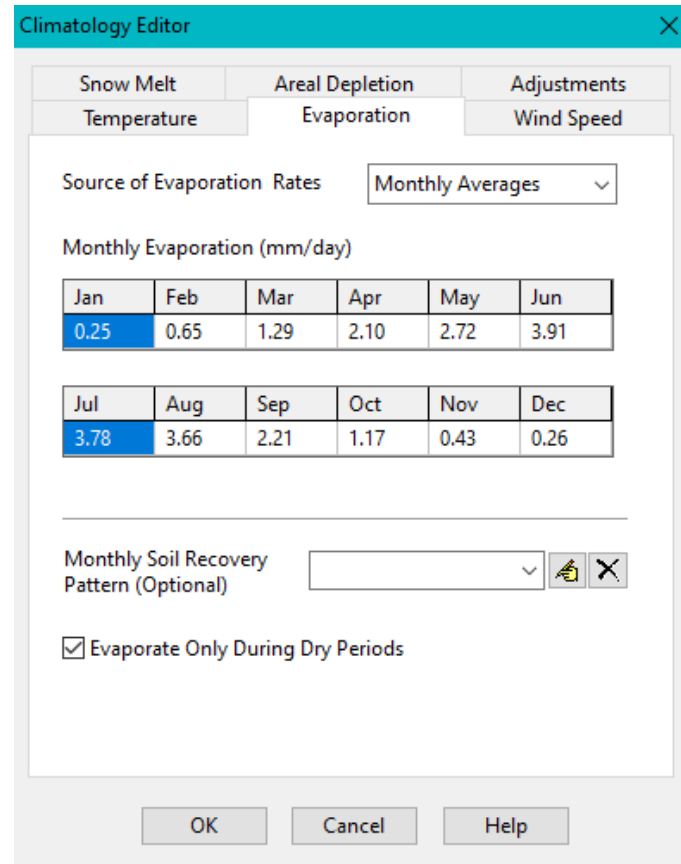
3.1.2.2. Evapotranspiración

La evapotranspiración es la combinación de evaporación del agua que se encuentra en la superficie del suelo y de la transpiración a través de la vegetación. Los factores que gobiernan la evaporación del agua en superficie también lo hacen para la transpiración; el aporte de energía proveniente de la radiación solar para proveer el calor latente de vaporización y la capacidad de transportar el vapor lejos de la superficie de evaporación, que depende de la velocidad del viento (Chow, 1988).

En SWMM5, la evapotranspiración afecta principalmente al agua retenida en superficie que, como se ha comentado, es habitualmente del orden de unos pocos milímetros. La transpiración a través de las plantas será muy reducida debido a las escasas zonas verdes de la cuenca de estudio.

Para los eventos de precipitación asociados a T2, T5 y T10 años, este proceso no se considera debido a que la simulación dura muy pocas horas y los volúmenes de agua que intervienen son grandes. Sin embargo, para la serie anual de precipitación del año 1988 este fenómeno sí que toma importancia y se debe tener en cuenta.

En la Figura 6 se muestran los valores de evaporación utilizados durante la simulación en la que se utiliza la serie anual de precipitación del año 1988.



Climatology Editor

Snow Melt Areal Depletion Adjustments
Temperature Evaporation Wind Speed

Source of Evaporation Rates: Monthly Averages

Monthly Evaporation (mm/day)

Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun
0.25	0.65	1.29	2.10	2.72	3.91

Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
3.78	3.66	2.21	1.17	0.43	0.26

Monthly Soil Recovery Pattern (Optional): []

☒ Evaporate Only During Dry Periods

OK Cancel Help

Figura 6 – Valores de evaporación mensuales utilizados durante la simulación de la serie anual de precipitación del año 1988. Imagen extraída del modelo SWMM5.

3.1.2.3. Infiltración

Chow (1988) describe la infiltración como el proceso por el que el agua penetra desde la superficie del suelo hacia dentro del terreno. Algunos de los factores que influyen la capacidad de infiltración como el estado de la superficie y su cobertura vegetal, las propiedades del suelo como la porosidad y su conductividad hidráulica y el contenido de humedad del suelo. La infiltración es un proceso muy complejo de describir, ya que se producen grandes variaciones en el espacio y el tiempo. El proceso de infiltración se aproxima por medio de ecuaciones matemáticas siguientes:

Ecuación de Horton

Horton (1933) fue quien dijo que la infiltración comienza a cierta capacidad f_o y decrece exponencialmente hasta alcanzar un ritmo constante f_c .

$$f(t) = f_c + (f_o - f_c)e^{-kt} \quad (5)$$

Donde:

→ k es una constante de decaimiento

Para el uso del método de Horton en SWMM5 se deben conocer f_o , f_c y k .

Método de Green-Ampt

Green y Ampt (1911) definen el frente mojado como la frontera entre el suelo con contenido de humedad inicial θ_i y el suelo ya saturado con contenido de humedad η (equivalente a la porosidad en este caso). Este frente penetra hasta una profundidad L en un tiempo t desde que la infiltración comienza. La ecuación de continuidad sería la siguiente:

$$F(t) = L(\eta - \theta_i) = L\Delta\theta \quad (6)$$

Donde:

→ F es la profundidad de agua infiltrada acumulada en el tiempo t .

La ecuación de conservación del momento equivale a la ecuación de Darcy con flujo constante en la profundidad

$$f(t) = K \frac{\delta h}{\delta z} \quad (7)$$

Donde:

→ h es la altura piezométrica.

→ z es la profundidad.

→ K es la conductividad hidráulica.

Se demuestra que, a partir de las expresiones (6) y (7), se obtiene las expresiones (8) y (9):

$$f(t) = K \left(\frac{\psi \Delta\theta}{F(t)} + 1 \right) \quad (8)$$

$$F(t) = Kt + \psi \Delta\theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi \Delta\theta} \right) \quad (9)$$

Donde:

→ ψ es la altura de succión en el frente de humedad.

Resolviendo iterativamente la segunda expresión, se obtiene la profundidad de agua infiltrada acumulada en el tiempo t con la que se puede calcular la capacidad de infiltración.

Para aplicar el método de Green-Ampt se requiere conocer K , η , θ_i y ψ . SWMM5 requiere como datos de partida altura de succión, conductividad hidráulica y $\Delta\theta$ (diferencia entre la porosidad del terreno y la humedad del suelo).

Método del número de curva (CN)

Este método fue desarrollado por el *Soil Conservation Service* (SCS) en 1972 para calcular las pérdidas producidas al formarse la escorrentía después de un evento de lluvia. Este método, a diferencia de los otros dos explicados anteriormente, tiene en cuenta el proceso de pérdidas en conjunto, de manera que incorpora tanto la infiltración como la retención e intercepción.

Para cualquier lluvia, la cantidad de agua que se convierte en lluvia efectiva (sin pérdidas, P_e) siempre es menor que la lluvia total precipitada (P). Del mismo modo el agua infiltrada en la cuenca (F_a) es menor que una hipotética máxima retención potencial (S). La parte de lluvia que se pierde antes de iniciarse el proceso de escorrentía se denomina I_a . La hipótesis planteada por el SCS cumple la siguiente igualdad:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (10)$$

Por el principio de continuidad se conoce que $P = P_e + I_a + F_a$, se obtiene la expresión (11):

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (11)$$

El SCS propone una relación de $I_a = 0,2 S$ para simplificar el proceso y reducir el número de incógnitas, pero en SWMM5 se mantienen como variables independientes para que el usuario pueda escoger el valor de retención en superficie. Se define el número de curva (CN) como:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (12)$$

El SCS tabula en CN dándole valores de 0 a 100 en función del tipo y uso del suelo. Por lo tanto, el uso del método del CN en SWMM5 solamente requiere de la estimación del CN para cada subcuenca.

Dada la incertidumbre en las propiedades de la cuenca de estudio, es conveniente utilizar un método en donde el número de variables sean las mínimas para reducir el error cometido por la falta de información. Por este motivo se ha decidido utilizar este método integral de cálculo de las pérdidas de precipitación en el modelo de simulación realizado.

3.1.3. Subcuencas

La cuenca principal de estudio se ha dividido en 8 subcuencas para realizar el cálculo hidrológico con el modelo SWMM5. El objetivo es discretizar la cuenca en cuencas más pequeñas que dispongan de características muy similares tales como la impermeabilidad, características del suelo, topografía similar y misma conexión a la red de alcantarillado para así simular la escorrentía generada en cada subcuenca de una forma más precisa. A mayor nivel de detalle en este proceso, más fielmente se están representando los procesos hidrológicos simulados por SWMM5. Cada subcuenca debe, idealmente, representar un sector de la cuenca de propiedades uniformes. La delimitación que se ha llevado a cabo ha considerado como subcuenca el área que drena hacia cada uno de los pozos de registro de la red.

Adicionalmente, SWMM5 permite que se especifique el área permeable e impermeable de cada una de las subcuencas como también la división entre impermeable con y sin retención superficial.

La delimitación de las subcuencas junto con el esquema de la red de colectores se muestra en la Figura 7.

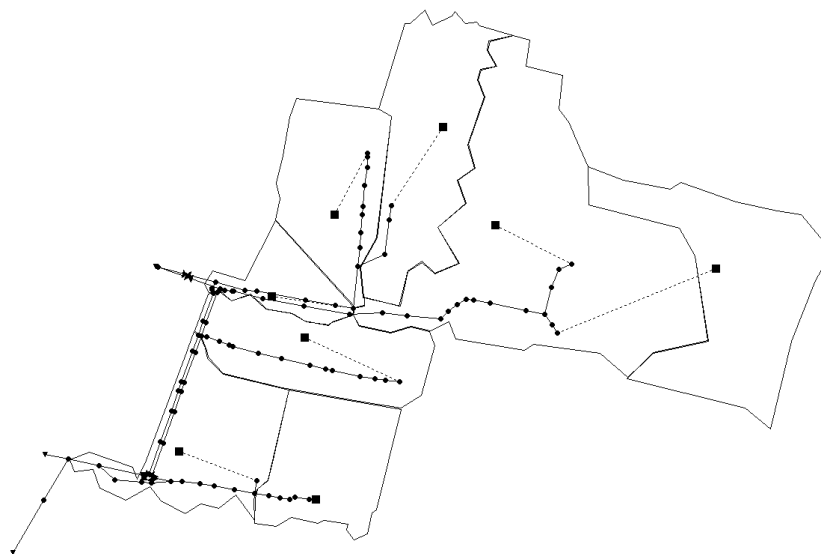


Figura 7 – División de la cuenca de estudio junto con la red de alcantarillado. Imagen extraída del modelo SWMM5.

3.2. MODELO Y SIMULACIÓN SWMM5

3.2.1. Introducción al modelo de simulación

El modelo de gestión de aguas pluviales (*Storm Water Management Model*, SWMM5) es un modelo capaz de representar la escorrentía superficial urbana y combinar fenómenos asociados con las aguas residuales. Actualmente la gestión del programa corre a cargo de la *Environmental Protection Agency* (EPA), con el respaldo técnico de la Universidad de Oregón. Es un modelo sometido a una constante actualización y mejora en su esquema de funcionamiento.

SWMM5 es una simulación dinámica de lluvia y escorrentía modelada para un evento único o una simulación a largo plazo – continua – de la cantidad y calidad de la escorrentía de áreas principalmente urbanas.

La parte de propagación de SWMM5 transporta esta escorrentía a través de un sistema de tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento / tratamiento, bombas y reguladores. SWMM5 rastrea la cantidad y la calidad de la escorrentía generada dentro de cada subcuenca, y el caudal, la profundidad del flujo y la calidad del agua en cada tubería y canal durante un período de simulación que comprende múltiples pasos de tiempo.

SWMM5 conceptualiza un sistema de drenaje como una serie de flujos de agua y sólidos entre varios módulos ambientales importantes. Estos módulos son los siguientes:

- Módulo atmosférico, que genera precipitaciones y vertidos contaminantes en el compartimento de la superficie terrestre. SWMM5 utiliza datos de pluviómetros para representar las entradas de lluvia al sistema.
- Módulo de escorrentía superficial, que se representa a través de una o más subcuencas. Recibe precipitación del módulo atmosférico en forma de lluvia o nieve; envía flujo de salida en forma de infiltración al módulo de agua subterránea y también como escorrentía superficial y cargas contaminantes a la parte de transporte.
- El módulo de aguas subterráneas recibe infiltración de la superficie terrestre y transfiere una parte de esta entrada al módulo de transporte. Este se encuentra modelado con objetos de acuífero.
- El módulo de transporte contiene una red de elementos de transporte (canales, tuberías, bombas y reguladores) y unidades de almacenamiento / tratamiento que transportan agua a desagües o instalaciones de tratamiento. Las entradas a este compartimento pueden provenir de la

escorrentía superficial, el flujo de agua subterránea, el flujo en tiempo seco sanitario o de hidrogramas definidos por el usuario. Los componentes del módulo de transporte se modelan con nodos y conductos.

En definitiva, SWMM5 lo que hace es modelizar el ciclo del agua en medio urbano, teniendo en cuenta los impedimentos que genera la urbanización al desarrollo natural del drenaje de una cuenca. SWMM5 es capaz de modelizar redes de drenaje tanto unitarias como separativas, así como cuencas y cauces naturales. Los principales elementos que contiene un modelo en SWMM5 son:

- Subcuencas (*subcatchment*): se definen con una serie de parámetros característicos y transforman la lluvia que cae sobre ellas en escorrentía. Esta escorrentía se conecta a la red de drenaje en uno de los nodos de la red.
- Pluviómetro (*Rain Gauge*): es la serie temporal de lluvias que se desea utilizar para la modelización.
- Uniones (*junctions*): pueden representar pozos de registro o simplemente nodos de cambio de dirección, pendiente, geometría, etc. de la red de drenaje. Su capacidad de retención es despreciable.
- Conductos (*conduits*): cada uno de los tramos de la red de drenaje entre dos nodos de la misma. Pueden representar colectores, canales, etc. con todo tipo de secciones transversales.
- Salida (*outfall*): se trata del nodo de la red de drenaje que representa su final; el vertido a un medio receptor. Puede ser realmente el vertido al medio o simplemente hacia otro sector de una red más amplia o a la planta depuradora. En este punto la elevación de la lámina de agua es conocida en general.

3.2.2. Métodos de modelización y cálculo

3.2.2.1. Proceso lluvia – escorrentía

SWMM5 genera escorrentía en cada una de las subcuencas por separado, con el fin de captar el efecto de la variabilidad espacial. SWMM5 simplifica la subcuenca considerando esta como una superficie rectangular de área A , con pendiente uniforme S y ancho W que drena hacia un único punto de evacuación. Además, la escorrentía superficial se genera modelando la subcuenca como un depósito no lineal.

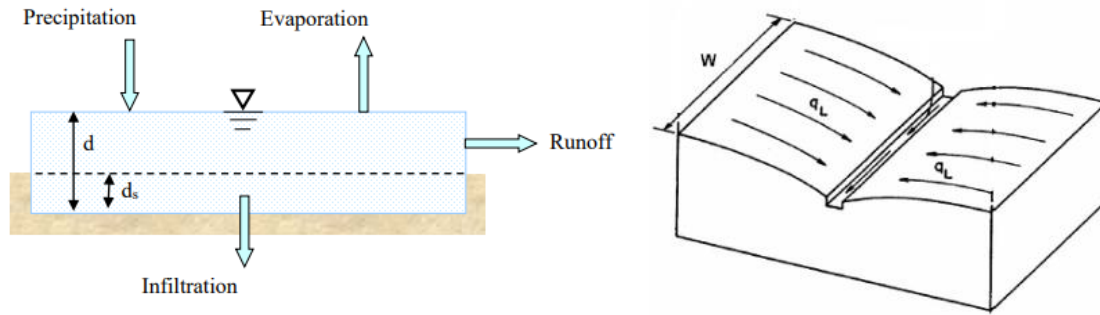


Figura 8 y Figura 9 – Representación del modelo de un depósito no lineal que utiliza SWMM5 para generar la escorrentía en la subcuenca a la izquierda y esquema de simplificación de la subcuenca realizado por SWMM5 a la derecha. Fuente: SWMM Reference Manual, Volumen I.

Según el esquema de la Figura 8, la subcuenca recibe un caudal de entrada procedente de la precipitación y se producen pérdidas por infiltración, almacenamiento en depresiones del terreno y evapotranspiración. La precipitación se acumula en superficie hasta la altura d_s , que representa la capacidad de retención en superficie que se le ha otorgado a la subcuenca. A partir del principio de conservación de la masa se obtiene la expresión (13):

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - q \quad (13)$$

La ecuación expresa el cambio en la altura de la lámina de agua d en el tiempo como la diferencia entre caudales entrantes y salientes, donde:

- i es la intensidad de precipitación.
- e es la evaporación.
- f es la infiltración.
- q es el caudal de escorrentía superficial.

Asumiendo que el flujo de agua por la superficie de la subcuenca se comporta como flujo uniforme en un canal rectangular de ancho W , altura $d - d_s$, y pendiente S , la fórmula de Manning se puede utilizar para expresar el caudal de escorrentía Q :

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3} A \quad (14)$$

Donde:

- n es el coeficiente de Manning de la superficie.
- S es la pendiente de la subcuenca.
- R_h es el radio hidráulico asociado a esta área.
- A es el área de la sección transversal del supuesto canal rectangular (de altura $d-d_s$ y ancho W).

Dado que W será siempre mucho mayor que d , podemos aproximar $R_h=d-d_s$ y la ecuación queda de la siguiente forma:

$$Q = \frac{1}{n} W S^{1/2} (d - d_s)^{5/3} \quad (15)$$

$$Q = \frac{W S^{1/2} (d - d_s)^{5/3}}{A n} \quad (16)$$

La ecuación anterior es una ecuación diferencial no lineal ordinaria. Para valores conocidos de i , e , f y d_s se puede resolver numéricamente para cada intervalo de tiempo para obtener la altura de agua acumulada d . Una vez d es conocido, los valores de escorrentía q pueden ser encontrados. En el caso de que d sea menor que d_s el valor de escorrentía superficial es cero y el balance de masas se simplifica. Esta ecuación se resolverá para cada porción de área impermeable, impermeable sin retención superficial y permeable de cada subcuenca.

El caudal total correspondiente a la escorrentía superficial generada en una misma subcuenca se conecta a la red de alcantarillado por medio de uno de los nodos del modelo.

3.2.2.2. Cálculo hidráulico en la red de colectores

El cálculo que lleva a cabo SWMM5 del flujo de agua en los conductos de la red de drenaje se basa en los principios de conservación de la masa y cantidad de movimiento para el flujo gradualmente variado, no permanente; es decir, las ecuaciones de Saint Venant.

La ecuación de conservación de la masa es la siguiente:

$$\frac{\delta Q}{\delta x} + \frac{\delta A}{\delta t} = q \quad (17)$$

La ecuación de conservación de la cantidad de movimiento se presenta a continuación:

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + gA \frac{\delta y}{\delta x} = gA(I_0 - I_f) \quad (18)$$

Donde:

- Q es el caudal circulante.
- A es la sección transversal del conducto ocupada por el flujo de agua.
- x es la abscisa en la dirección del conducto.
- t es el tiempo.
- q es el caudal específico.
- g es la aceleración de la gravedad.
- y es el calado.
- I_0 es la pendiente del conducto.
- I_f es la pendiente de la línea de energía.

Este es un caso de sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, no lineales y de tipo hiperbólico, que carecen de solución analítica.

SWMM5 es capaz de representar los siguientes procesos en la red de colectores:

- Captación del flujo de agua proveniente de la escorrentía superficial, infiltración de agua freática, caudales sanitarios y otros caudales entrantes en la red definidos por el usuario.
- Flujo gradualmente variable a través de cualquier tipo de configuración de canal, conducto y depósito.
- Varios posibles regímenes de flujo como rápidos o lentos, entrada en carga e inversión de flujo.
- Regulación del flujo por medio de bombas, orificios y vertederos entre otros.

Adicionalmente SWMM5, el usuario tiene la posibilidad de escoger entre tres metodologías de cálculo para resolver las ecuaciones de Saint Venant. Estas tres metodologías se enumeran a continuación:

- Flujo uniforme
- Onda cinemática
- Onda dinámica

La metodología de cálculo que se ha utilizado en el modelo SWMM5 de la cuenca de estudio de Granollers ha sido el de la onda dinámica. El cálculo por onda dinámica resuelve las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales (intervienen

todas las fuerzas actuantes: gravedad, fricción, presión hidrostática e inercia) y por lo tanto proporciona los resultados más precisos de los tres métodos propuestos. SWMM5 resuelve el sistema de ecuaciones mediante un esquema de diferencias finitas explícitas que utiliza intervalos de tiempo reducidos con objetivo de asegurar la estabilidad de la solución. SWMM5 resuelve de manera simultánea la altura de la lámina libre solamente en los nodos de la red y el valor del caudal solamente en los conductos. Este método de cálculo permite representar el flujo a presión cuando se alcanza en un conducto el caudal a sección llena. Cuando la altura de la lámina de agua en un pozo de registro excede la altura máxima de este, el flujo de agua desborda, sale al exterior y produce inundación.

La onda dinámica tiene en cuenta almacenamiento en conductos, efectos de remanso, pérdidas de carga en entradas y salidas de la red, flujo inverso y entradas en carga. Puede aplicarse a cualquier esquema de red de drenaje, tanto en redes malladas como arborescentes. Este es el método adecuado para sistemas sujetos a efectos de remanso a causa de restricciones aguas abajo y con elementos de regulación de caudales como orificios o vertederos. Por este motivo será el que se utilizará para este caso de estudio.

3.2.2.3. *Cálculo de la calidad del agua*

La acumulación de sedimentos y contaminantes en la superficie de la subcuenca depende de los días secos previos al evento de precipitación. En SWMM5, esta acumulación se puede describir mediante:

- Función potencial: la acumulación de contaminantes es proporcional al tiempo elevado a una cierta potencia, hasta que se alcanza un determinado valor máximo.
- Función exponencial: la acumulación sigue un crecimiento exponencial que se aproxima asintóticamente a un determinado valor máximo.
- Función saturación: la acumulación comienza de forma lineal y progresivamente disminuye a lo largo del tiempo hasta que se alcanza un determinado valor de saturación.

El lavado de contaminantes ocurre durante períodos húmedos y pueden ser descritos de la siguiente forma:

- Lavado exponencial: la carga de arrastre en unidades de masa por hora es proporcional al producto de la escorrentía elevado a una cierta potencia y a la cantidad de contaminante acumulado.

- Curva de flujo de lavado: el flujo de arrastre en unidades de masa por segundo es proporcional al caudal de escorrentía elevado a una cierta potencia.
- Concentración media del episodio

Además, se puede simular el proceso de limpieza de la calle para reducir la acumulación de determinados agentes contaminantes. Los parámetros que describen este proceso son:

- Días entre dos limpiezas consecutivas.
- Días desde la última limpieza y el principio de la simulación.
- La fracción de los contaminantes acumulados que es posible eliminar mediante la limpieza de las calles.
- La fracción de los contaminantes acumulados que se elimina mediante la limpieza.

3.2.2.3.1. *Calidad del agua en el caso de estudio*

Los contaminantes que se van a monitorizar en el proceso de simulación de la calidad del agua mediante SWMM5 son los que utiliza Seco & Gómez (2014) en su modelo SWMM5. Seco & Gómez (2014) calibró el modelo para una cuenca que se encuentra dentro de la cuenca de estudio de este trabajo, de manera que se considera que la modelización que propone es la más adecuada para simular la calidad del agua en este caso de estudio.

Los contaminantes que se introducen en el modelo son Sólidos Totales en Suspensión (SS), Demanda Química de Oxígeno (DQO) y amonio (NH_4). Así pues, para cada uno de los contaminantes se define la concentración en mg/l en tiempo seco y húmedo. Debido a que la DQO y el NH_4 se han considerado co-contaminantes de los SS, también es necesario definir el porcentaje que representan estos respecto a la concentración de SS. Estos porcentajes fueron obtenidos del análisis de muestras de agua en el colector durante los eventos de precipitación. Los valores utilizados se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5 – Datos de contaminación definidos en el modelo SWMM5.

	Concentración en agua pluvial (mg/l)	Concentración en agua residual (mg/l)	Porcentaje de co-contaminante respecto a los SS
SS	7	182	–
DQO	0	240	84,5%
NH₄	0,55	38	1,3%

Al no aportarse valores a las concentraciones del subsuelo y de flujos de infiltración de aguas subterráneas, se considera que los contaminantes provienen exclusivamente de la superficie por deposición previa y por arrastre en la precipitación.

Para definir la concentración inicial de los contaminantes se puede aportar directamente un valor para cada uno de ellos o bien especificar un número de días secos previos al inicio de la simulación. Se ha elegido la segunda opción, tomando un valor de 0,6 días secos antes del evento propio del caso de estudio.

La especificación de los usos del suelo en cada subcuenca sirve para definir los parámetros que definen los procesos de acumulación y de lavado de sedimentos y contaminantes. Dado que la totalidad de la cuenca se encuentra en una zona residencial se ha utilizado solamente un único uso del suelo. Se considera que la última limpieza de la calle se realizó 13 días antes de la simulación, que esta afecta a un 40% de la superficie de la subcuenca y que se realiza cada 14 días.

El proceso por el que optan Seco & Gómez (2014) para la acumulación de SS en superficie es la función saturación, que sigue la expresión (19):

$$B = \frac{C_1 \cdot t}{C_2 + t} \quad (19)$$

Donde:

- C_1 es la máxima acumulación posible. Para este caso de estudio se opta por utilizar 18 kg/ha.
- C_2 es la constante semi-saturación que marca el número de días necesario para alcanzar la mitad de la máxima acumulación posible. Se utiliza un valor de 2,5 días.

Durante los días secos, la DQO y el NH_4 se acumulan según la fracción de SS que se ha definido previamente (84,5% y 1,3% respectivamente), luego no es necesario establecer una función de acumulación para ellos.

El proceso de lavado exponencial es el escogido por Seco & Gómez (2014) para simular el lavado de los SS por escurrimiento de agua pluvial. Este proceso se basa en la siguiente expresión:

$$W = C_1 q^{C_2} B \quad (20)$$

Donde:

- C_1 es el coeficiente de lavado. Se toma un valor de 0,075.
- q es la escorrentía por unidad de área en cada subcuenca para cada instante de tiempo (en mm/h).
- C_2 es el exponente de lavado. El valor utilizado es de 2,5.
- B es la acumulación de contaminante por unidad de área (en kg).

Se establece también una eficiencia de eliminación del contaminante del 20%. Como pasaba con el proceso de acumulación de contaminantes, solamente se define los parámetros para los SS, puesto que la DQO y el NH_4 son co-contaminantes.

3.2.3. Modelado de un depósito de retención

3.2.3.1. Storage unit

En SWMM5 se incluye el elemento *STORAGE UNIT*, especialmente pensado para simular depósitos de retención.

Para definir este elemento, se necesita la cota de fondo (*INVERT LEVEL*), la máxima altura que puede alcanzar respecto al fondo del elemento (*MAX. DEPTH*) y la condición inicial de calado del depósito (*INITIAL DEPTH*). El resto de los parámetros que se pueden definir no se consideran durante este estudio.

La condición inicial de calado en todos los casos de estudio siempre es de 0 metros. Los otros dos parámetros se determinan una vez se dispone de la ubicación del depósito de retención.

El segundo bloque de información es la superficie en planta del depósito y su evolución en altura. SWMM5 permite utilizar una función potencial llamada *FUNCTIONAL* para definir la variación de la superficie en planta del depósito en función de la altura de agua:

$$\text{Àrea} = A(\text{Nivel})^B + C \quad (21)$$

Prácticamente cualquier depósito se puede encajar con la ecuación anterior.

También existe otra función en donde se define una curva de altura frente al nivel de agua (*TABULAR CURVE*).

La función escogida para modelar el depósito de retención ha sido la función *FUNCTIONAL*. El depósito planteado es prismático y el área en planta se mantiene constante independientemente del nivel de agua que se alcance dentro. Así pues, se trata de asignar el área en planta que se quiere a la variable *A*.

Storage Unit DEPOSITO	
Property	Value
Name	DEPOSITO
X-Coordinate	440393.624
Y-Coordinate	4607049.336
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	141.65
Max. Depth	2.3
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Evap. Factor	0
Seepage Loss	NO
Storage Curve	FUNCTIONAL
Functional Curve	
Coefficient	4250
Exponent	0
Constant	0
Tabular Curve	
Curve Name	*

Figura 5 – Ejemplo de los valores de entrada que se han utilizado para simular el depósito de retención. Imagen extraída del modelo SWMM5.

3.2.3.2. Elemento de salida del depósito

SWMM5 representa la salida del depósito como un conducto (*LINK*) puesto a que existe una circulación por la misma salida.

El *STORAGE UNIT* permite más de un elemento de salida, por lo que se puede simular varios orificios, aliviaderos de salida o vaciado por bombeo entre otros.

En el caso del modelo planteado, el elemento de salida del depósito de retención utilizado ha sido un único orificio. En SWMM5, el orificio puede definirse como tipo *SIDE* o *BOTTOM* si se encuentra en algún muro lateral del depósito o bien en el fondo de la infraestructura respectivamente. Además, únicamente acepta orificios circulares o rectangulares.

El orificio de salida del depósito es de la tipología *SIDE* y con sección rectangular. Entonces, se debe definir el diámetro del orificio (*HEIGHT*) y la altura desde la base del depósito hasta la parte inferior del orificio (*CREST HEIGHT*).

La ecuación que rige el caudal de salida del orificio se presenta a continuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (22)$$

Donde:

- Q es el caudal de salida.
- C_d es el coeficiente de desagüe del orificio. En el caso de estudio se asume que este coeficiente toma el valor de 0,65.
- A es la sección transversal del orificio.
- g es el valor de la gravedad (en m/s^2).
- H es la carga hidráulica del orificio. En otras palabras, es la diferencia de niveles que existe entre el depósito y el nodo siguiente.

Internamente, SWMM utiliza estos datos para ubicar un conducto ficticio.

Orifice SALIDA	
Property	Value
Name	SALIDA
Inlet Node	DEPOSITO
Outlet Node	A017
Description	
Tag	
Type	SIDE
Shape	CIRCULAR
Height	0.65
Width	0
Inlet Offset	0
Discharge Coeff.	0.65
Flap Gate	NO
Time to Open/Close	0

Figura 5 – Ejemplo de los valores de entrada que se han utilizado para simular el orificio de salida del depósito. Imagen extraída del modelo SWMM5.

3.3. IMPLANTACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN EN LA CUENCA URBANA DE GRANOLLERS – CASO DE ESTUDIO

En el término municipal de Granollers se producen un gran número de DSU al río Congost. Por este motivo, este estudio propone la construcción de un depósito de retención con el fin de analizar la reducción de las cargas de contaminantes vertidas al medio receptor.

En los siguientes apartados, se presenta la ubicación escogida para la implantación del depósito de retención. Adicionalmente, se explican las bases de diseño que se han tomado para el dimensionamiento del depósito.

3.3.1. Ubicación del depósito de retención dentro de la cuenca de estudio de Granollers

Tal y como se ha explicado en el apartado 2.1, los depósitos de retención se sitúan aguas abajo de la red de alcantarillado, justo antes de los puntos de descarga de la red, ya que su fin es evitar o reducir la carga contaminante vertida al medio receptor. Por lo contrario, los depósitos anti-inundación se sitúan aguas arriba de la red para almacenar el exceso de escorrentía y evitar inundaciones.

El primer paso para escoger la ubicación del depósito es necesario verificar si es factible la construcción del depósito de retención. Para ello, se debe comprobar

que los usos del suelo en superficie no corresponden a zonas residenciales o protegidas que hagan imposible ejecutar cualquier tipo de actuación, aunque sea en el subsuelo.

Con todo ello, la ubicación escogida para la implantación del depósito de retención es la plaza Constitució y la zona que se encuentra comprendida entre esta plaza y el campo de fútbol del club de Ponent de Granollers.

La ubicación del depósito es óptima debido a que por esa zona se produce una descarga al río Congost por el aliviadero existente justo en el pozo de cabecera del colector interceptor del margen izquierdo del río Congost. Adicionalmente, la cuenca de aportación – cuya escorrentía generada llega hasta ese punto de la red – suma un total de 63,3 ha, cifra considerablemente alta como para justificar la construcción de este elemento.

En la Figura 10 se presenta la ubicación final del depósito de retención dentro de la cuenca de estudio.



Figura 10 – Ubicación del depósito de retención para el caso práctico de Granollers.

3.4. CRITERIOS Y METODOLOGÍA UTILIZADA EN EL DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN

Como se ha comentado a lo largo de este estudio, la implantación de un depósito de retención es una solución eficaz para reducir los vertidos de contaminantes al medio receptor en una ciudad tan consolidada como es Granollers. Por consiguiente, se ha simulado la existencia de un depósito de retención justo agua arriba del pozo de registro de cabecera del colector interceptor del margen

izquierdo del río Congost (nodo A017) en una zona donde sea posible su construcción. El dimensionamiento del depósito viene condicionado por la reducción del volumen de vertidos por el aliviadero que existe en el pozo de cabecera del colector interceptor y vierte el exceso de aguas de la red al río Congost.

El dimensionamiento del depósito de retención viene condicionado por la aplicación de ciertas reglas y criterios que se listan a continuación:

- La red de alcantarillado existente no se modifica a excepción de la implantación del depósito de retención y el orificio de salida de este.
- El depósito de retención trabaja por gravedad y es on-line.
- Se dimensionan 4 depósitos de retención distintos para cada evento de precipitación (eventos de precipitación asociados a T2, T5, T10 años y la serie anual de precipitación del año 1988). Los 4 depósitos de retención se dimensionan para que reduzcan en un 25, 50, 75 y 90% el volumen de vertidos que salen por la salida del aliviadero.
- El depósito de retención debe alcanzar al menos un porcentaje de llenado de del 90% del volumen útil para que se dé por válido el dimensionamiento.
- A lo largo de este estudio se ha considerado que la diagnosis de la red refleja la situación real de forma bastante fiable. De ahí, los resultados de los volúmenes y de masa de contaminantes de las salidas del modelo que se obtienen de la diagnosis sirven como base de comparación para el dimensionamiento del depósito de retención.

Los volúmenes de vertido y la masa de contaminantes que se producen en las salidas del modelo en la fase de diagnosis son indispensables para calcular los porcentajes de reducción de volumen de vertido (criterio principal que se usa para el dimensionamiento del depósito de retención) y de contaminantes en la fase de prognosis. Por consiguiente, estos resultados se presentan en la Tabla 6 en donde se diferencia qué valores corresponden a cada una de las salidas del sistema (véase la Figura 3) y qué episodio de precipitación se está utilizando.

Tabla 6 – Volumen de vertidos, masa de contaminantes y pérdidas por inundación en cada una de las salidas del modelo en función del evento de precipitación.

		Volumen de vertido (m³)	CALIDAD AMBIENTAL DE LOS VERTIDOS			Pérdidas por inundación (m³)
			Vertido de SS (kg)	Vertido de DQO (kg)	Vertido de NH ₄ (kg)	
T2	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.120	22,4	13,8	1,0	775
	SALIDA DE AGUA ARRIBA	5.269	123,5	85,5	6,5	
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR	7.093	720,0	911,1	89,3	
T5	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.372	25,5	15,1	1,2	2.772
	SALIDA DE AGUA ARRIBA	6.611	132,2	85,5	7,4	
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR	7.808	732,2	916,0	89,6	
T10	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.556	28,5	16,6	1,4	5.141
	SALIDA DE AGUA ARRIBA	7.769	147,9	92,6	8,3	
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR	8.346	737,0	915,8	89,7	
ANUAL AÑO 1988	SALIDA DEL ALIVIADERO	11.147	471,4	364,2	16,2	1.900
	SALIDA DE AGUA ARRIBA	58.391	3.850,7	3.651,9	238,8	
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR	823.193	240.055,8	330.352,1	33.236,1	

→ Las cotas de terreno y de solera del depósito de retención se han obtenido mediante la interpolación de los pozos agua arriba y agua abajo (nodo A016 y A017 respectivamente) del tramo en donde se ubica el depósito de retención.

La altura útil máxima del depósito es de 2,30 metros, dado que 0,50 metros sirven de resguardo por motivos de seguridad. Los 0,50 metros restantes hasta la superficie se reservan para la cobertura y las paredes del depósito (véase Figura 11 y Figura 12).

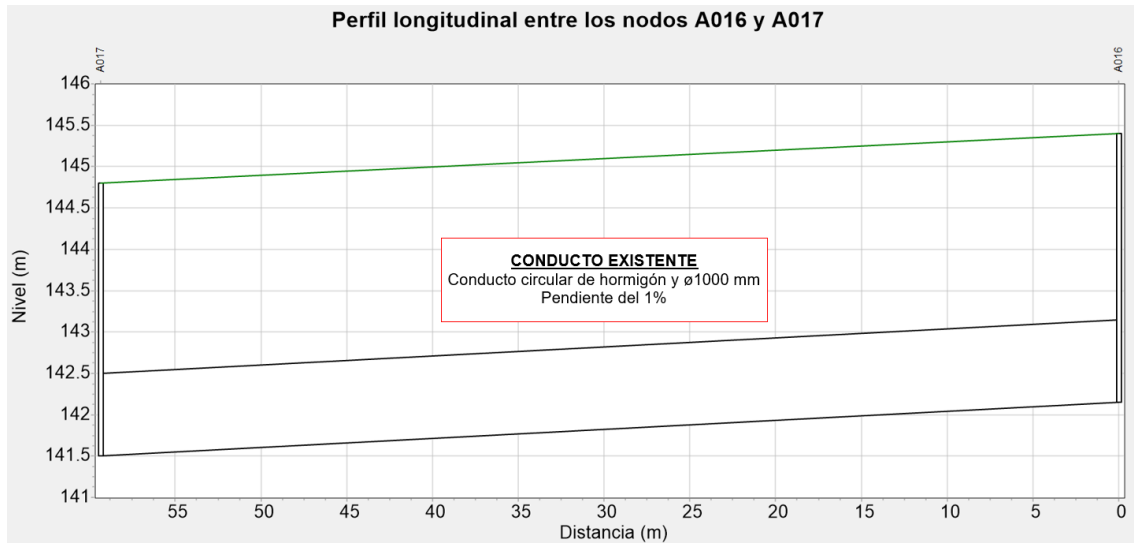


Figura 11 – Perfil longitudinal del tramo existente en donde se ubicará el depósito de retención. Imagen extraída del modelo SWMM5.

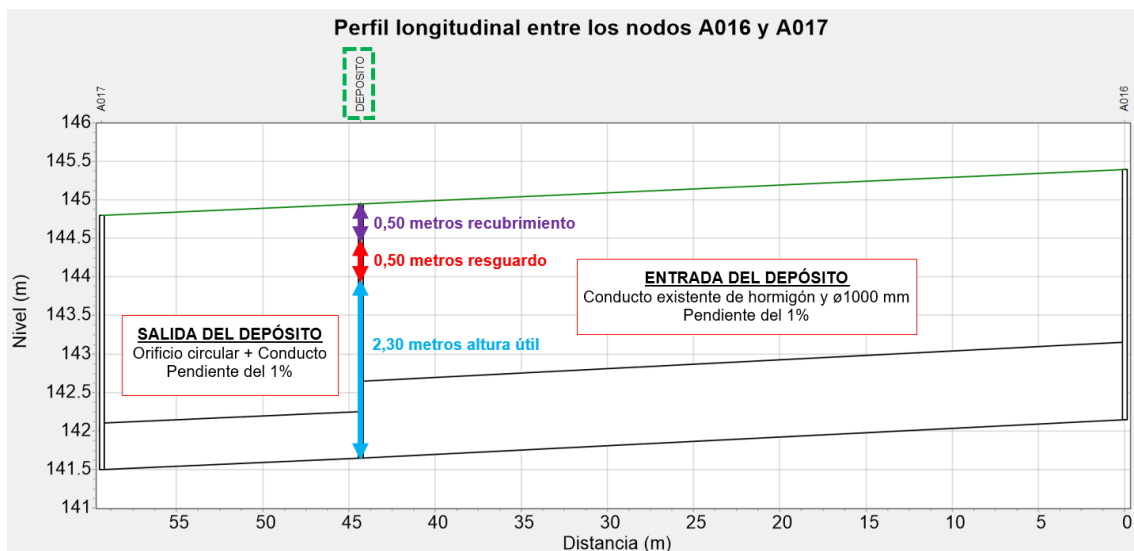


Figura 12 – Perfil longitudinal del tramo donde se ubica el depósito de retención. Imagen extraída del modelo SWMM5.

- La entrada del depósito se realiza mediante un conducto existente cuya pendiente no se visto modificada (pendiente del 1%). Este conducto es de hormigón y con un diámetro de 1 metro.
- La salida del depósito consiste en un orificio circular que se sitúa a nivel de solera, haciendo que el depósito actúe por gravedad sin necesidad de utilizar bombeo para su vaciado. Se conecta a nivel de solera el orificio de salida con el pozo de cabecera del colector interceptor del margen izquierdo del río Congost.

4. RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN PARA EVENTOS DE PRECIPITACIÓN ASOCIADOS A T2, T5 Y T10 AÑOS

En este capítulo, se analiza la reducción de la carga contaminante que se vierte al medio receptor con la implantación del depósito de retención ante eventos de precipitación asociados a T2, T5 y T10 años. Los depósitos de retención se han dimensionado con el fin de reducir los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero existente en un 25, 50, 75 y 90% respecto a los vertidos que se producen en la situación actual para el mismo evento de precipitación. Por ejemplo, la recomendación de la Agencia del Medio Ambiente norteamericana, EPA, sugiere que como primera medida reducir el volumen de vertido un 50% y la frecuencia de vertidos anual a un tercio de su valor inicial.

Adicionalmente, se comprueba que no se generen sobreelevaciones aguas arriba de la zona donde se implanta el depósito de retención que produzcan desbordamientos donde antes no se daban.

4.1. ANÁLISIS DE REDUCCIÓN DE LA CARGA CONTAMINANTE VERTIDA AL MEDIO RECEPTOR

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de masa de contaminantes que se vierten al medio receptor por cada una de las salidas de la cuenca de estudio y el porcentaje de reducción (porcentaje con signo positivo) o de aumento (porcentaje con signo negativo) que representa respecto a la situación actual sin depósito durante los eventos de precipitación de T2, T5 y T10 años.

Cabe señalar que los volúmenes de vertido y la masa de contaminantes que se producen en las salidas del modelo en la fase de diagnosis sirven como base para el cálculo de los porcentajes de reducción del volumen de vertido (criterio principal que se usa para el dimensionamiento del depósito de retención) y de los contaminantes en la fase de prognosis.

4.1.1. Evento de precipitación asociado a T2 años

Los vertidos de las cargas contaminantes y el porcentaje de reducción o de aumento que representa respecto al escenario sin depósito durante el evento de precipitación asociado a T2 años se presentan en la Tabla 7.

Tabla 7 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para un evento de precipitación de T2 años.

		DIMENSIONES DEL DEPÓSITO			RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN					
					CALIDAD AMBIENTAL DE LOS VERTIDOS					
		Área en planta (m ²)	Altura útil (m)	Máximo volumen útil (m ³)	Vertido de SS (kg)	Reducción del vertido de SS (%)	Vertido de DQO (kg)	Reducción del vertido de DQO (%)	Vertido de NH ₄ (kg)	Reducción del vertido de NH ₄ (%)
25% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	800	2,3	1.840	19,3	13,7	13,1	4,9	0,9	9,6
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				124,5	-0,8	85,8	-0,3	6,6	-1,3
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				697,5	3,1	879,1	3,5	86,4	3,3
50% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.300	2,3	2.990	12,9	42,4	9,0	35,2	0,7	35,4
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				124,3	-0,7	86,0	-0,5	6,6	-1,2
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				682,9	5,2	856,0	6,1	84,3	5,7
75% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.700	2,3	3.910	6,5	71,0	4,6	66,7	0,4	66,2
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				124,2	-0,6	86,0	-0,6	6,5	-0,4
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				668,2	7,2	832,8	8,6	81,9	8,3
90% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.800	2,3	4.140	2,6	88,4	1,9	86,6	0,1	86,4
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				124,6	-0,9	86,3	-0,9	6,5	-0,2
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				660,0	8,3	819,3	10,1	80,5	9,9

Los depósitos que consiguen una reducción de más del 50% de la masa de cada contaminante que se aboca por la salida del aliviadero son aquellos que consiguen reducir en un 75 y 90% el volumen de vertidos por la misma salida. Adicionalmente, se observa como los porcentajes de reducción de los contaminantes siempre son menores al porcentaje de reducción de volumen que le corresponde a cada escenario. En otras palabras, conseguir un cierto porcentaje de reducción del volumen vertido implica menor porcentaje de reducción de las cargas contaminantes.

En la salida de aguas arriba, existe un leve incremento en la masa de contaminante que se vierte al medio receptor debido a la implantación del depósito. El depósito genera una sobreelevación en los niveles de agua que se alcanzan aguas arriba de la red debido a que almacena y lamina el volumen que le llega. Este aumento en los niveles aguas arriba implica que parte del agua que antes no desbordaba por la salida de aguas arriba consiga hacerlo e incremente la carga contaminante vertida al río Congost en esta zona.

En la salida al colector interceptor, la carga contaminante disminuye al implantarse el depósito de retención. Este hecho se explica por el fenómeno de dilución de los contaminantes que ejerce el depósito de retención. Asimismo, el efecto de dilución se intensifica al aumentar las dimensiones de los depósitos (mayor reducción del volumen de vertidos en la salida del aliviadero). El depósito induce una disminución de la velocidad del agua almacenada dentro y un proceso de mezcla, con lo que se reduce la concentración de contaminantes. Este efecto se intensifica cuanto mayor sean las dimensiones del depósito, puesto que el tiempo de permanencia del agua en el interior del elemento también es mayor.

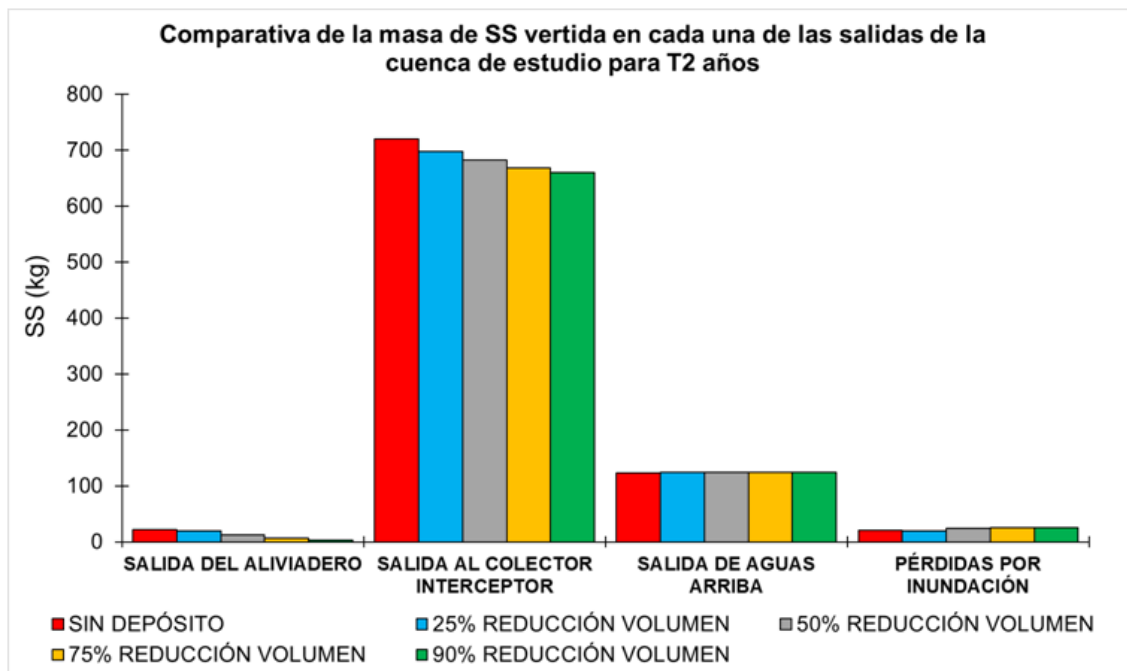


Figura 13 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para un evento de precipitación de T2 años.

La Figura 14 muestra la evolución de la masa de SS que se vierte por la salida del aliviadero durante el evento de precipitación de T2 años. La evolución de la masa de DQO y NH_4 que sale por la misma zona se comporta de forma análoga a los

vertidos de SS, al ser ambos co-contaminantes de los SS, aunque varía la masa vertida de cada uno.

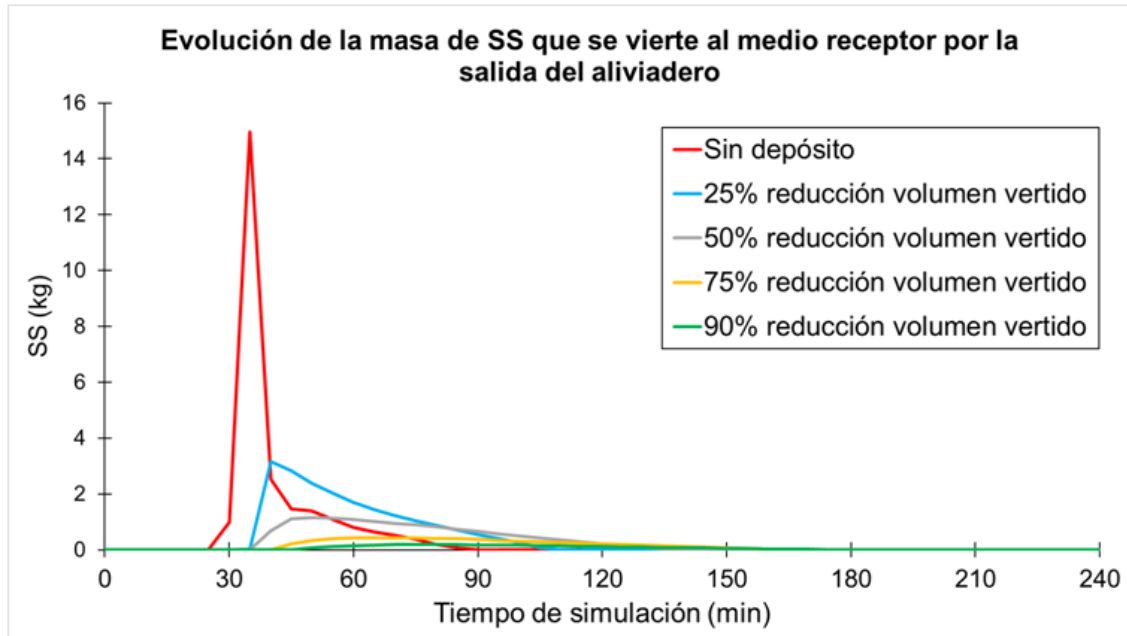


Figura 14 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida para un evento de precipitación asociado a T2 años.

En la salida del aliviadero se observa como la carga de contaminante de SS disminuye respecto al escenario de red sin depósito, pues se está analizando la salida en donde se han impuesto los criterios de reducción del volumen de vertido en un 25, 50, 75 y 90%. Al mismo tiempo, se observa cómo se genera una laminación de los vertidos de SS a causa de la implantación del depósito. El efecto de laminación provoca una atenuación del caudal pico del hidrograma y una mayor repartición en el tiempo del volumen que se aboca por la salida, y consecuentemente los SS también se ven afectados por este efecto. El efecto de laminación se intensifica al incrementarse la reducción del volumen de vertido, puesto que, al aumentarse las dimensiones del depósito, la capacidad de almacenamiento también es mayor y el agua que finalmente vierta por la salida del aliviadero lo hará de forma cada vez más gradual y menos intensa.

4.1.2. Evento de precipitación asociado a T5 años

De la misma forma que se han presentado los resultados para el evento de precipitación de T2 años se hace con el evento de T5 años.

El comportamiento de la cuenca de estudio con la implantación del depósito de retención durante el evento de precipitación de T5 años es prácticamente el

mismo que para el evento de precipitación de T2 años. Es por eso que el análisis hecho en el anterior apartado se puede aplicar para este caso de estudio. No obstante, cabe destacar que las cargas contaminantes son mayores debido a que el evento de T5 años es más intenso que el evento de T2 años, y por lo tanto el volumen de agua y consecuentemente, los contaminantes que transporta la red de la cuenca de estudio son mayores para este caso.

Los vertidos de las cargas contaminantes y el porcentaje de reducción o de aumento que representa respecto al escenario sin depósito durante el evento de precipitación asociado a T5 años se presentan en la Tabla 8. Adicionalmente, la Figura 15 muestra la comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la red de estudio.

Tabla 8 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para un evento de precipitación de T5 años.

		DIMENSIONES DEL DEPÓSITO			RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN					
					CALIDAD AMBIENTAL DE LOS VERTIDOS					
		Área en planta (m²)	Altura útil (m)	Máximo volumen útil (m³)	Vertido de SS (kg)	Reducción del vertido de SS (%)	Vertido de DQO (kg)	Reducción del vertido de DQO (%)	Vertido de NH ₄ (kg)	Reducción del vertido de NH ₄ (%)
25% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	900	2,3	2.070	22,3	12,4	14,7	2,9	1,1	11,6
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				133,1	-0,7	85,6	-0,1	7,5	-1,3
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				707,0	3,4	880,8	3,8	86,4	3,6
50% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.550	2,3	3.565	14,9	41,7	10,0	33,8	0,8	37,4
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				133,3	-0,8	85,8	-0,3	7,5	-1,2
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				689,9	5,8	852,1	7,0	83,7	6,6
75% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	2.050	2,3	4.715	7,6	70,3	5,2	65,5	0,4	67,0
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				133,2	-0,7	85,9	-0,5	7,5	-0,7
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				673,0	8,1	824,2	10,0	80,8	9,8
90% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	2.250	2,3	5.175	3,2	87,6	2,2	85,5	0,2	86,1
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				133,6	-1,1	86,3	-0,9	7,5	-1,1
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				662,4	9,5	806,3	12,0	78,9	11,9

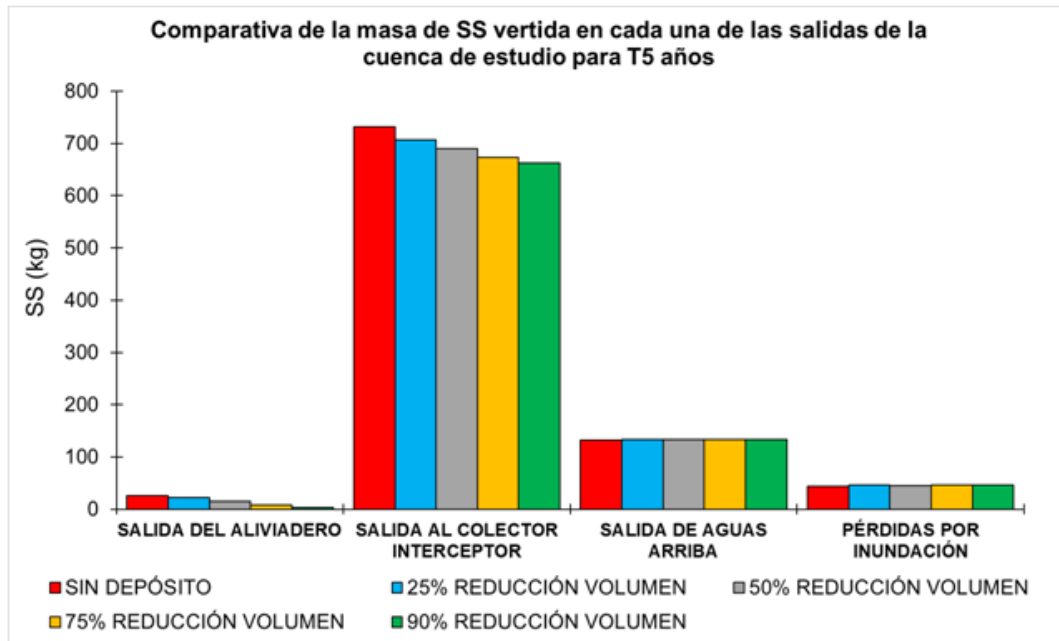


Figura 15 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para un evento de precipitación de T5 años.

La Figura 16 representa la evolución de la masa de SS que se vierte por la salida del aliviadero durante el evento de precipitación de T5 años. Se debe recordar que la evolución de la masa de DQO y NH_4 vertida por la misma zona se comporta de forma análoga a los vertidos de SS, al ser ambos co-contaminantes de los SS, aunque varía la masa vertida de cada uno.

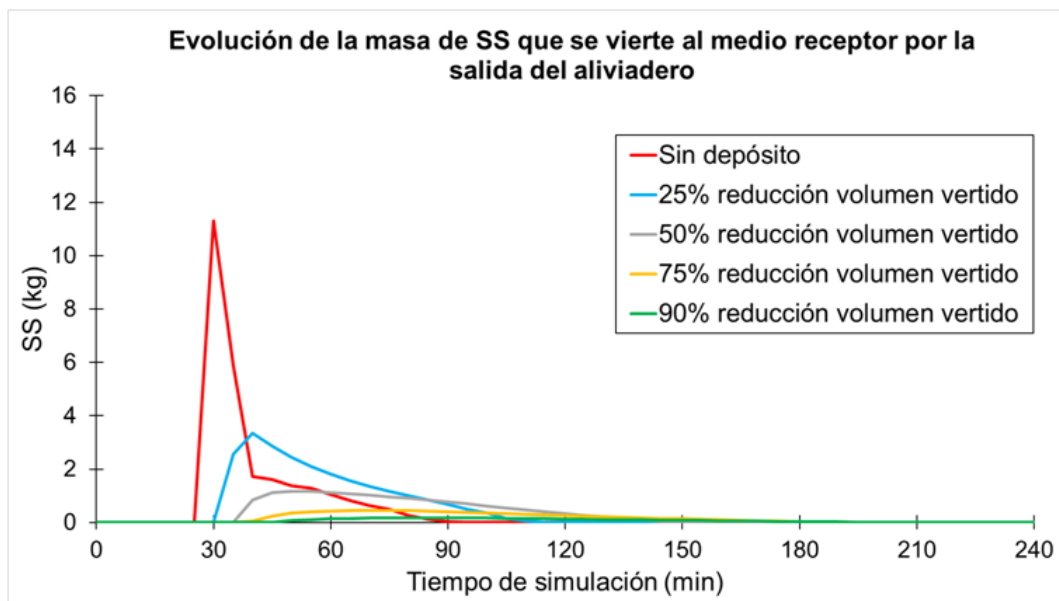


Figura 16 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida para un evento de precipitación asociado a T5 años.

4.1.3. Evento de precipitación asociado a T10 años

De la misma forma que se han presentado los resultados para el evento de precipitación de T2 y T5 años se hace con el evento de T10 años.

Durante el evento de precipitación de T10 años, el comportamiento de la red de alcantarillado de la cuenca de estudio es análogo al comportamiento durante los eventos de precipitación de T2 y T5 años, aunque con mayor intensidad. Por ende, la explicación del comportamiento que se ha hecho en los anteriores apartados se puede aplicar para este caso de estudio. Sin embargo, conviene señalar que las cargas contaminantes vertidas son mayores que para los eventos de T2 y T5 años al transportarse mayor caudal y mayor carga contaminante al estar asociada esta al volumen de agua de escorrentía.

Los vertidos de las cargas contaminantes y el porcentaje de reducción o de aumento que representa respecto al escenario sin depósito durante el evento de precipitación asociado a T10 años se presentan en la Tabla 9.

Adicionalmente, se adjuntan la comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio como también la evolución de la masa de SS que se vierte por la salida del aliviadero. Como se ha hecho en los apartados anteriores, se señala que el comportamiento de los contaminantes DQO y NH_4 es prácticamente igual a los SS, puesto que ambos contaminantes son co-contaminantes de los SS.

Tabla 9 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para un evento de precipitación de T10 años.

		DIMENSIONES DEL DEPÓSITO			RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN					
		Área en planta (m ²)	Altura útil (m)	Máximo volumen útil (m ³)	CALIDAD AMBIENTAL DE LOS VERTIDOS					
					Vertido de SS (kg)	Reducción del vertido de SS (%)	Vertido de DQO (kg)	Reducción del vertido de DQO (%)	Vertido de NH ₄ (kg)	Reducción del vertido de NH ₄ (%)
25% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.100	2,3	2.530	24,3	14,8	15,5	6,6	1,2	13,7
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				149,5	-1,1	93,5	-1,0	8,5	-1,6
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				708,4	3,9	875,1	4,4	85,9	4,2
50% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.700	2,3	3.910	16,5	42,2	10,8	34,9	0,8	38,4
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				150,6	-1,8	94,4	-1,9	8,5	-1,9
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				693,6	5,9	848,6	7,3	83,3	7,1
75% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	2.300	2,3	5.290	8,4	70,6	5,6	66,0	0,4	67,4
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				150,5	-1,8	94,3	-1,8	8,5	-1,3
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				674,8	8,4	816,2	10,9	80,0	10,8
90% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	2.650	2,3	6.095	3,3	88,3	2,3	86,4	0,2	86,8
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				151,9	-2,7	95,7	-3,3	8,5	-1,9
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				659,4	10,5	791,4	13,6	77,5	13,6

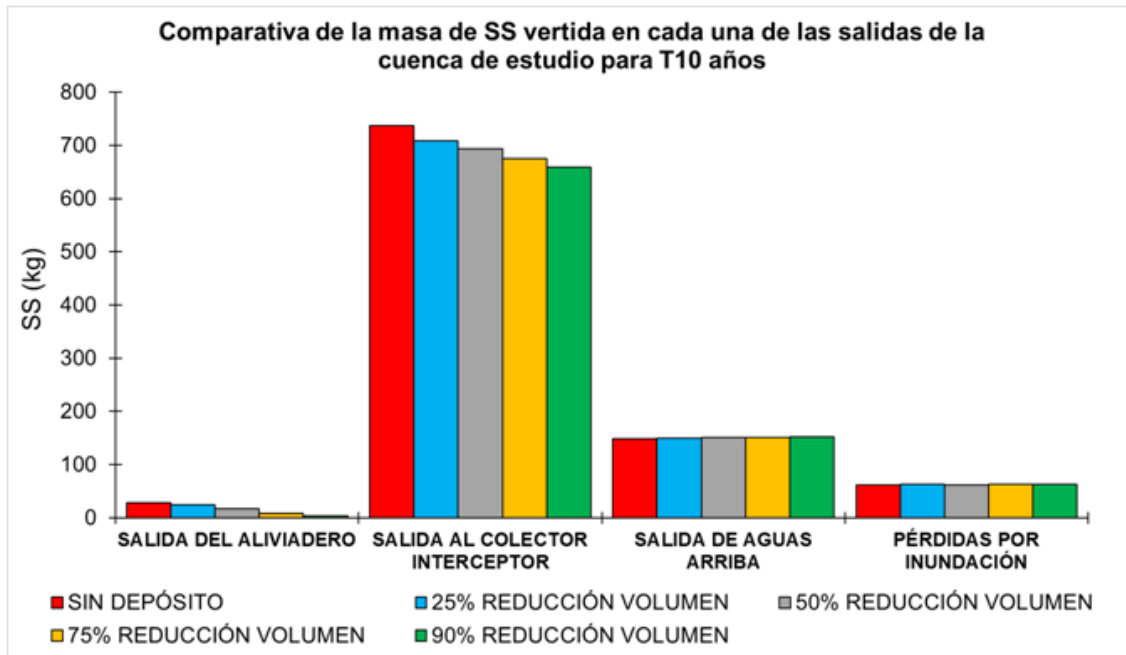


Figura 17 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para un evento de precipitación de T10 años.

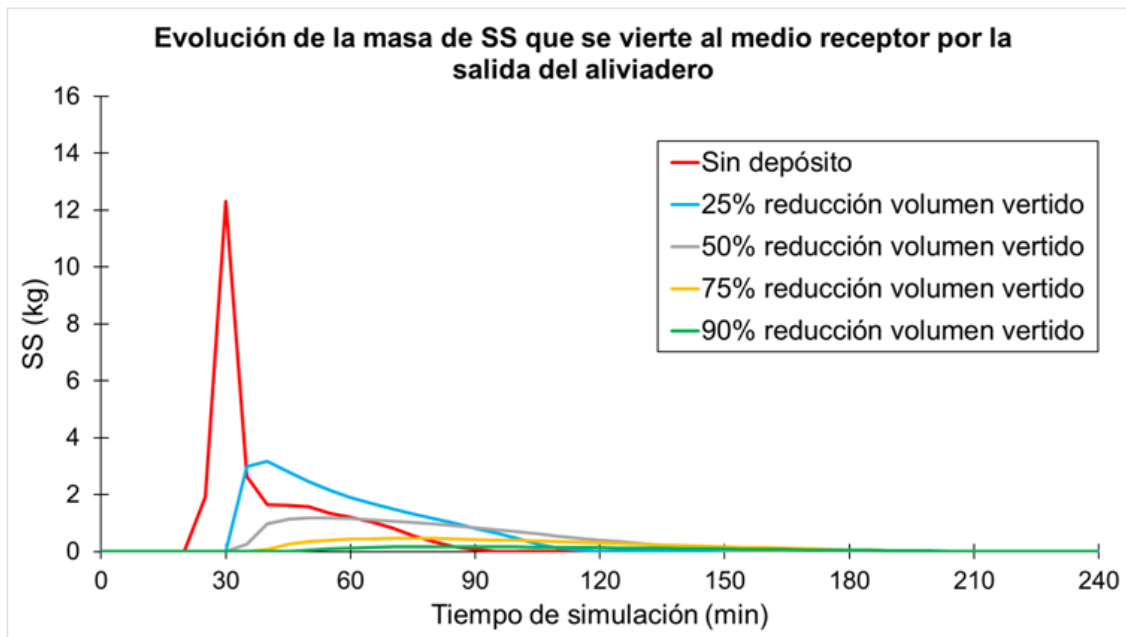


Figura 18 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida para un evento de precipitación asociado a T10 años.

4.2. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DE LA RED CON LA IMPLANTACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN

A continuación, se presentan las zonas inundables para los eventos de precipitación de T2, T5 y T10 considerando la implantación del depósito de retención que reduce en un 25, 50, 75 y 90% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero. Por otro lado, se adjuntan los pozos que desbordan en el escenario de red sin depósito con el fin de comprobar si el depósito causa insuficiencias donde antes no se producían.



Figura 19 – Ubicación de las zonas inundables durante los eventos de precipitación asociados a T2, T5 y T10 años.

Tabla 10 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para una precipitación de T2 años

Código nodo	VOLUMEN DE INUNDACIÓN (m³)				
	Sin depósito	25% de reducción de volumen	50% de reducción de volumen	75% de reducción de volumen	90% de reducción de volumen
0090	40	40	40	40	40
0325	94	93	92	92	93
1327	455	449	449	445	440
2663	143	122	141	194	204
PF_0655	37	37	37	37	37

Tabla 11 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para una precipitación de T5 años

Código nodo	VOLUMEN DE INUNDACIÓN (m³)				
	Sin depósito	25% de reducción de volumen	50% de reducción de volumen	75% de reducción de volumen	90% de reducción de volumen
0090	226	226	226	227	227
0325	350	352	352	351	350
1327	1.269	1.272	1.268	1.267	1.264
1354	94	94	93	93	94
1561	24	24	24	24	24
2663	498	565	467	505	527
PF_0655	304	304	304	304	304

Tabla 12 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para una precipitación de T10 años

Código nodo	VOLUMEN DE INUNDACIÓN (m³)				
	Sin depósito	25% de reducción de volumen	50% de reducción de volumen	75% de reducción de volumen	90% de reducción de volumen
0090	465	465	465	465	465
0325	640	641	641	641	638
0585	8	8	7	7	7
1327	1.916	1.929	1.929	1.923	1.924
1354	423	424	421	422	422
1440	46	46	46	46	46
1561	331	331	331	331	331
2663	705	772	681	674	704
PF_0655	602	602	602	602	602

Como se ha podido observar en la Tabla 10, la Tabla 11 y la Tabla 12, no se han formado nuevas zonas inundables con la implantación de los depósitos de retención para los eventos de precipitación de T2, T5, T10. No obstante, cabe señalar que se aumenta la inundación en el pozo 2663, pero de forma muy limitada. Este pozo se encuentra aguas arriba del depósito, tan cerca de su zona de influencia que se ha visto afectado por la sobreelevación de los niveles de agua que genera la implantación del elemento. En conclusión, se puede decir que el depósito de retención no empeora la inundación en la cuenca urbana, si bien no la mejora pues ése no es su cometido.

Adicionalmente, se comprueba que la existencia del depósito de retención genera una mejora en el funcionamiento del colector interceptor. El colector tiene capacidad de conducir aproximadamente un caudal pico de 1,971 m³/s en lámina libre. Así pues, los resultados que se obtienen para la situación actual (red sin depósito) indican que durante los eventos de precipitación de T2, T5 y T10 se alcanzan caudales pico de 1,993 m³/s, 2,006 m³/s y 2,007 m³/s respectivamente, pudiendo comprometer el funcionamiento en lámina libre del colector interceptor y llegar incluso a entrar en presión ligeramente. Como ya se ha comentado, el depósito provoca que se derive más volumen de agua hacia el colector

interceptor al reducir la descarga del sistema unitario por la salida del aliviadero. Sin embargo, aunque se aumente el volumen de agua que debe transportar, el depósito genera un efecto de laminación del caudal que provoca una reducción del caudal punta y una distribución en el tiempo del volumen del agua de entrada al colector interceptor. Por consiguiente, los caudales pico que se obtienen durante los eventos de precipitación de T2, T5 y T10 en los escenarios de reducción del volumen de vertidos en un 25, 50, 75 y 90% por la salida del aliviadero siempre son menores a los obtenidos durante el escenario de red sin depósito. El funcionamiento mejora cuanto mayor sea la reducción del volumen de vertido debido a que la atenuación del caudal punta es mayor.

5. RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN PARA LOS EVENTOS ANUALES DE PRECIPITACIÓN DEL AÑO 1988

En este capítulo, se analiza la reducción de la carga contaminante que se vierte al medio receptor con la implantación del depósito de retención ante los eventos de precipitación ocurridos en el año 1988. Los depósitos de retención se han dimensionado con el fin de reducir los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero existente en un 25, 50, 75 y 90% respecto a los vertidos que se producen en la situación actual para el mismo evento de precipitación, pero es interesante conocer cómo se comportaría durante por ejemplo un año en términos de vertido con y sin depósito, y sobre todo poder contabilizar cuánto se reduce el número de veces que se vierte al medio receptor en tiempo de lluvia. Para ello, se selecciona un valor de precipitación similar a la precipitación media que se recoge en la población durante los años de los que se tienen datos de lluvia, y se le considera representativo de la forma de llover en ese lugar.

La Figura 20 se muestra un gráfico con la serie anual de precipitación ocurrida en el año 1988. Desde mediados de enero del año 1988 hasta finales del mismo mes se produjeron precipitaciones poco intensas. No fue hasta finales de marzo y finales de junio donde se produjo la época más húmeda del año. Fue una época donde se sucedieron gran número de eventos de precipitación, cuyo episodio más intenso se produjo el 26 de mayo. Durante el verano, las precipitaciones fueron menos habituales y de muy poca intensidad. A mediados y finales de setiembre, se produjeron precipitaciones aisladas de intensidad baja y moderada. A mediados de octubre, las precipitaciones de baja y media intensidad fueron recurrentes, como sucedió en el mes de setiembre. A principios de noviembre, más concretamente entre el 8 y el 13 de noviembre, se sucedieron precipitaciones continuadas, cuyo segundo pico de intensidad anual se alcanza el día 12 de noviembre. Después de esos 6 días de precipitaciones prácticamente continuadas, no se sucedió ningún evento más en todo lo que quedaba de año.

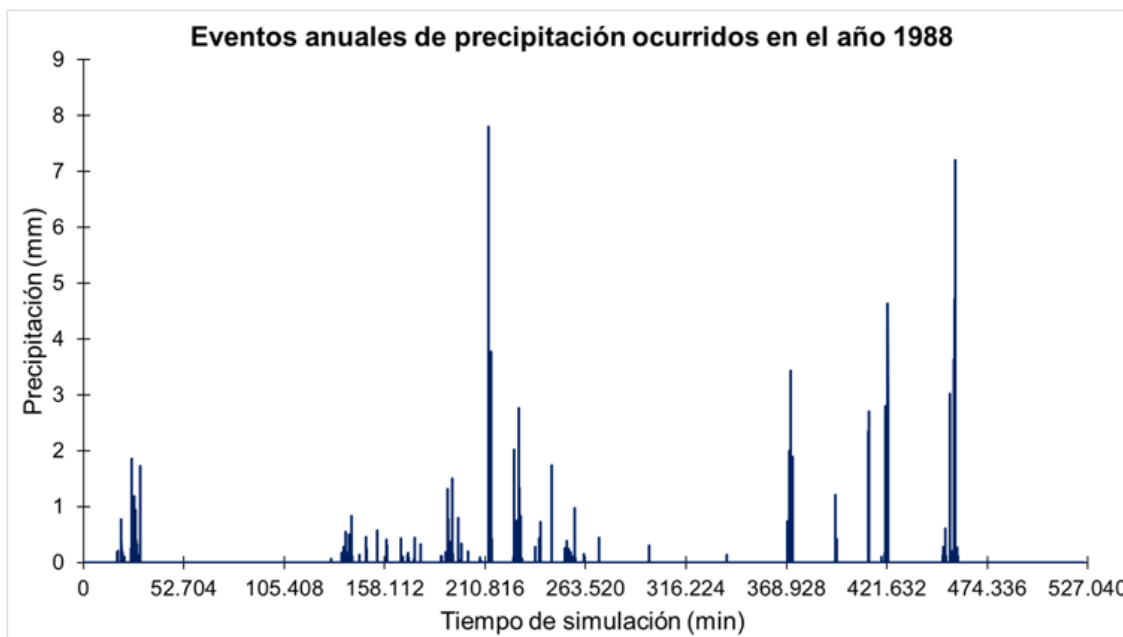


Figura 20 – Eventos anuales de precipitación ocurridos en el año 1988.

Durante todo el año 1988 se dieron eventos de precipitación muy diferentes entre ellos. Sin embargo, se considera como el evento más crítico aquel que condiciona las dimensiones finales de los depósitos de retención que se plantean en cada escenario. En ocasiones no existe un solo evento crítico, sino que pueden producirse dos eventos consecutivos separados por pocas horas, lo que sin duda condicionaría el funcionamiento del depósito. Asimismo, se analiza el comportamiento de los depósitos de retención durante el segundo evento más crítico con el fin de comprobar la robustez del dimensionamiento, pues ambas precipitaciones son muy distintas entre ellas. El evento más crítico tiene una duración total de 13 horas y 45 minutos en donde se alternan picos de precipitación, con una intensidad máxima de 86,4 mm/h, con otros periodos menos intensos (véase Figura 21). En cambio, el segundo evento consiste en una precipitación de corta duración (unas 2 horas y 10 minutos) con 4 picos cuya máxima intensidad es de 93,6 mm/h (véase Figura 22).

Adicionalmente, se realiza la comprobación de que no se generen sobreelevaciones aguas arriba de la zona donde se implanta el depósito de retención que produzcan desbordamientos donde antes no se daban.

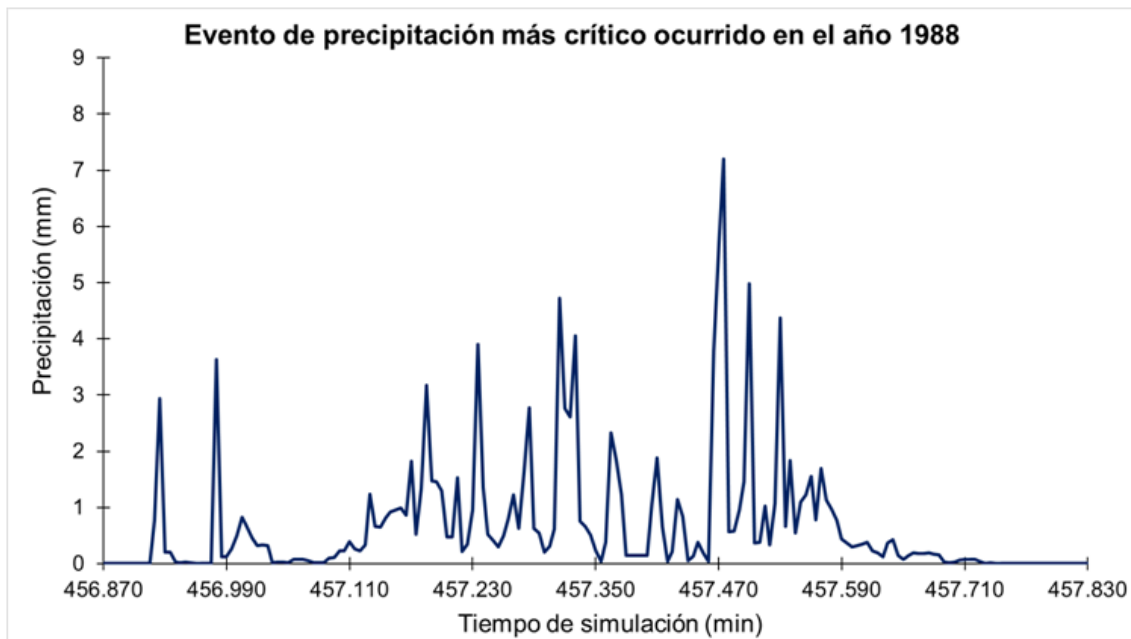


Figura 21 – Evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988



Figura 22 – Segundo evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988

5.1. ANÁLISIS DE REDUCCIÓN DE LA CARGA CONTAMINANTE VERTIDA AL MEDIO RECEPTOR

Seguidamente, se presentan en la Tabla 13 la masa de contaminantes que se vierten al medio receptor en función de cada salida de la cuenca de estudio y el porcentaje de reducción (porcentaje con signo positivo) o de aumento (porcentaje con signo negativo) que representa respecto a la situación actual sin depósito durante los eventos anuales de precipitación del año 1988.

Los porcentajes de reducción o de aumento se realizan en base a los resultados obtenidos para el escenario de red sin depósito.

Tabla 13 – Masa de contaminantes que se vierte en cada una de las salidas de la cuenca de estudio en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido para los eventos anuales de precipitación del año 1988.

		DIMENSIONES DEL DEPÓSITO			RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN					
					CALIDAD AMBIENTAL DE LOS VERTIDOS					
		Área en planta (m ²)	Altura útil (m)	Máximo volumen útil (m ³)	Vertido de SS (kg)	Reducción del vertido de SS (%)	Vertido de DQO (kg)	Reducción del vertido de DQO (%)	Vertido de NH ₄ (kg)	Reducción del vertido de NH ₄ (%)
25% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	1.400	2,3	3.220	213,5	54,7	163,4	55,1	12,0	25,7
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				3.868,0	-0,4	3.662,9	-0,3	239,4	-0,3
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				240.184	-0,1	330.409	0,0	33.229	0,0
50% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	4.250	2,3	9.775	118,4	74,9	92,7	74,5	8,7	46,1
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				3.867,1	-0,4	3.662,6	-0,3	239,1	-0,1
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				240.145	0,0	330.310	0,0	33.218	0,1
75% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	9.000	2,3	20.700	48,4	89,7	39,0	89,3	4,5	72,5
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				3.869,7	-0,5	3.665,1	-0,4	239,3	-0,2
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				240.017	0,0	330.100	0,1	33.197	0,1
90% REDUCCIÓN VOLUMEN VERTIDO	SALIDA DEL ALIVIADERO	13.000	2,3	29.900	21,3	95,5	18,0	95,0	2,1	87,2
	SALIDA DE AGUAS ARRIBA				3.871,5	-0,5	3.667,6	-0,4	239,3	-0,2
	SALIDA AL COLECTOR INTERCEPTOR				239.878	0,1	329.893	0,1	33.177	0,2

A diferencia de lo que ocurría para los eventos de precipitación de T2, T5 y T10, se observa como los porcentajes de reducción de los SS y DQO siempre son mayores al porcentaje de reducción de volumen que se consigue por la salida del aliviadero. Así pues, la eficiencia en términos de reducción de la carga contaminante es mayor si se utiliza la serie anual de precipitación del año 1988 que si se usa una precipitación asociada a T2, T5 y T10 años. Cabe destacar que, aunque este hecho no se produzca con el contaminante NH_4 , las reducciones son mayores a las obtenidas utilizando los otros eventos de precipitación. Se puede decir, además, que estos resultados son más cercanos a la realidad, al considerar un año entero de lluvia y no sucesos puntuales que no se sabe si se van a dar o no.

Se experimenta un aumento de los contaminantes vertidos por la salida de aguas arriba. El depósito genera una sobreelevación de la red que a su vez provoca un leve aumento del volumen de vertido en dicha salida y consecuentemente, un incremento de las descargas del sistema unitario al río Congost por esa zona.

En la salida al colector interceptor, la carga contaminante que sale hacia el colector interceptor disminuye respecto al escenario de red sin depósito. La decreción de los contaminantes que conduce el colector interceptor aumenta al incrementar las dimensiones del depósito (mayor reducción del volumen de vertidos en la salida del aliviadero).

El depósito induce una disminución de la velocidad del agua almacenada dentro y a su vez un proceso de mezcla con lo que se reduce la concentración de contaminantes. Este efecto se intensifica cuanto mayor sean las dimensiones del depósito, puesto que el tiempo de permanencia del agua en el interior del elemento también es mayor. La explicación se debe al proceso de mezcla que se da dentro del depósito a causa de las bajas velocidades que se alcanzan (en ocasiones, la velocidad llega a ser prácticamente nula) con lo que se reduce la concentración de contaminantes. Este efecto se intensifica cuanto mayor sean las dimensiones del depósito, puesto que el tiempo de permanencia del agua en el interior del elemento también es mayor.

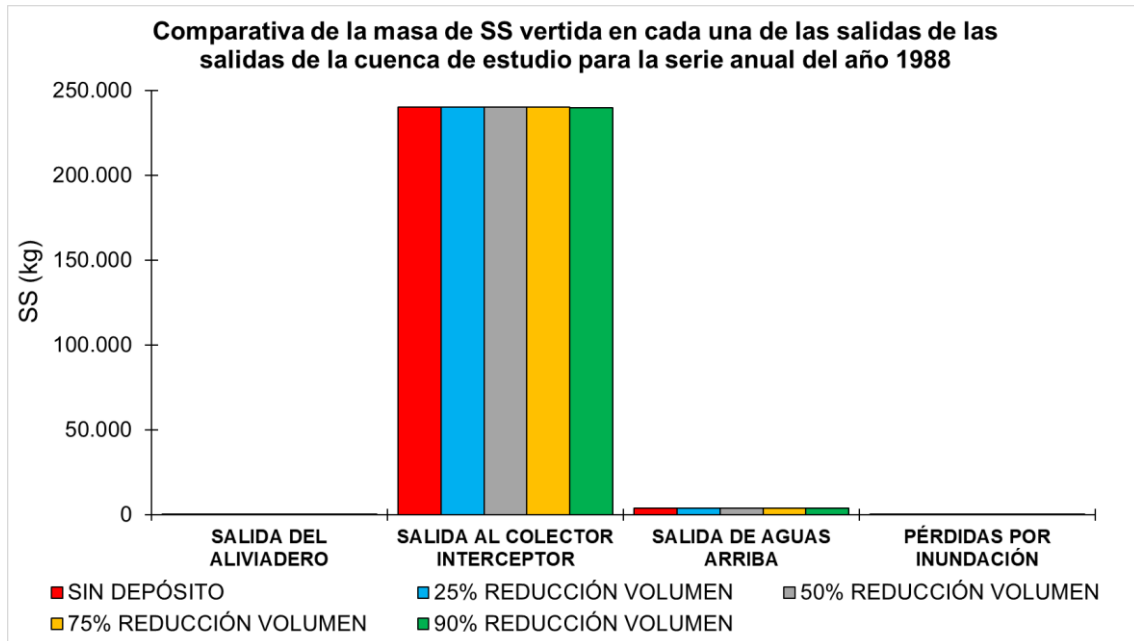


Figura 23 – Comparativa de la masa de SS vertida en cada una de las salidas de la cuenca de estudio para los eventos anuales de precipitación del año 1988.

En la Figura 24 y la Figura 25 se presentan la evolución de la masa de SS que se vierte por la salida del aliviadero para el evento más crítico y el segundo evento más crítico del año 1988.

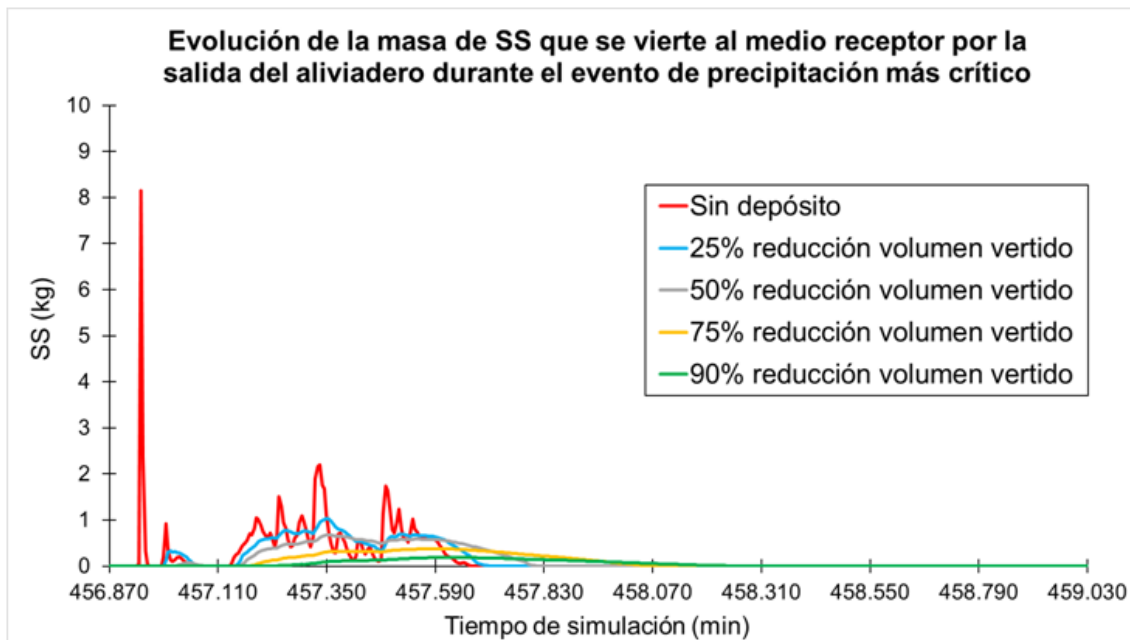


Figura 24 – Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida durante el evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988.

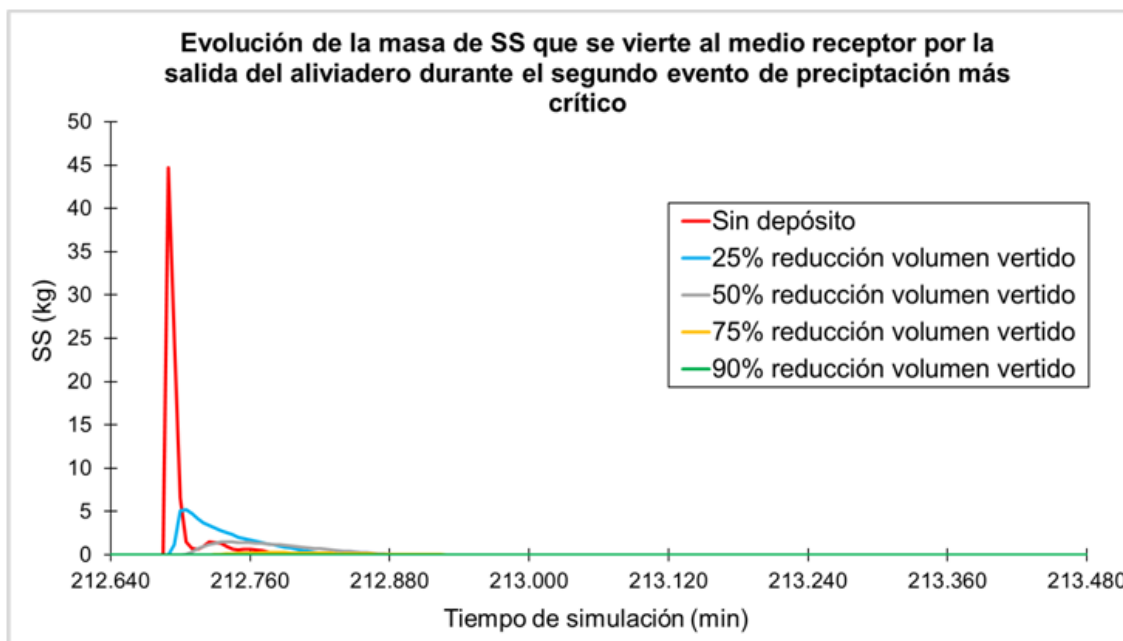


Figura 25– Evolución de la masa de SS que se vierte al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida durante el segundo evento de precipitación más crítico ocurrido en el año 1988.

La evolución de la masa de DQO y NH_4 que sale por la misma zona se comporta de forma análoga a los vertidos de SS, al ser ambos co-contaminantes de los SS, aunque varía la masa vertida de cada uno.

En términos generales, se observa como la masa de contaminantes vertida al medio receptor en la salida del aliviadero se reduce considerablemente cuanto mayor sea el porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida. El efecto de laminación de los vertidos de contaminantes también se da por la salida del aliviadero a consecuencia de la implantación del depósito de retención. Este efecto provoca una atenuación del caudal punta (como también de la masa pico que se vierte al medio) y una mayor dispersión en el tiempo de los contaminantes. La laminación es más intensa cuanto mayor es la reducción del volumen de vertido (mayor dimensión del depósito).

Sin embargo, es importante señalar que la masa de contaminantes que se vierte por la salida del aliviadero es mucho mayor durante el segundo episodio de precipitación más crítico que durante el episodio más crítico. A diferencia de los eventos de precipitación de T2, T5 y T10, en este caso existe una diferencia temporal entre diferentes episodios de lluvias que es necesario tener en cuenta. La diferencia entre el episodio de precipitación más crítico y el episodio de precipitación previo es de 13 horas y 20 minutos, mientras que transcurrieron 9 días, 20 horas y 35 minutos entre el episodio previo al segundo episodio de

precipitación más crítico y este mismo. Así pues, en este último caso la acumulación de los agentes contaminantes en la superficie de la cuenca y en la red es mucho mayor momentos antes del inicio del segundo evento más crítico y, por lo tanto, los vertidos durante la segunda precipitación más crítica presentan un mayor grado de contaminación.

El número de vertidos que se producen a lo largo del año 1988 por la salida del aliviadero ascienden a un total de 40 respecto a los 100 eventos de precipitación registrados a lo largo del año 1988. Con la implantación del depósito, estos vertidos disminuyen cuanto mayor sea el porcentaje de reducción del volumen de vertidos. Así pues, se consigue reducir a casi la mitad los eventos de vertido (24 eventos de vertido) y en un 55% los SS con una reducción del 25% en volumen, mientras que al reducir el volumen de vertido en un 50% se consigue 1/3 de la frecuencia de vertido (13 eventos de vertido) respecto al número de eventos que se producían sin la existencia del depósito y una reducción del 75% de SS. Para reducciones de volumen del 75 y 90% se consigue reducir hasta en 7 y 3 los eventos de vertido respectivamente.

Los eventos de vertido, los volúmenes y las cargas contaminantes que se vierten por la salida del aliviadero durante todo el año 1988 se pueden ver en la Tabla 14.

Tabla 14 – Comparativa de eventos de vertido, volúmenes y descargas de contaminantes que se vierten por la salida del aliviadero para cada depósito de retención durante los eventos anuales de precipitación del año 1988.

	Sin depósito	CON DEPÓSITO			
		25% reducción volumen	50% reducción volumen	75% reducción volumen	90% reducción volumen
Volumen del depósito	–	3.220 m ³	9.775 m ³	20.700 m ³	29.900 m ³
Nº eventos precipitación	100	100	100	100	100
Nº vertidos	40	24	13	7	3
Total anual de volumen de vertido (salida del aliviadero)	11.147 m ³	8.281 m ³	5.609 m ³	2.687 m ³	1.131 m ³
Total anual de masa vertida de SS	471,4 kg	213,5 kg	118,4 kg	48,4 kg	21,3 kg
Total anual de masa vertida de DQO	364,2 kg	163,4 kg	92,7 kg	39,0 kg	18,0 kg
Total anual de masa vertida de NH₄	16,2 kg	12,0 kg	8,7 kg	4,5 kg	2,1 kg

Los volúmenes del depósito de retención son mayores cuanto mayor es la reducción del volumen de vertido que se produce por la salida del aliviadero. Los tamaños de los depósitos que consiguen reducciones del 90, 75 y 50% en el volumen de vertido es 9,3, 6,5 y 3 veces más grande que el depósito que consigue una reducción del 25%.

La Figura 26 muestra el momento en que se producen los vertidos para el escenario de red sin depósito y con la implantación de los depósitos. Se puede ver como el número de vertidos y la masa de SS disminuye cuanto mayor es el porcentaje de reducción del volumen de vertidos por la salida del aliviadero.

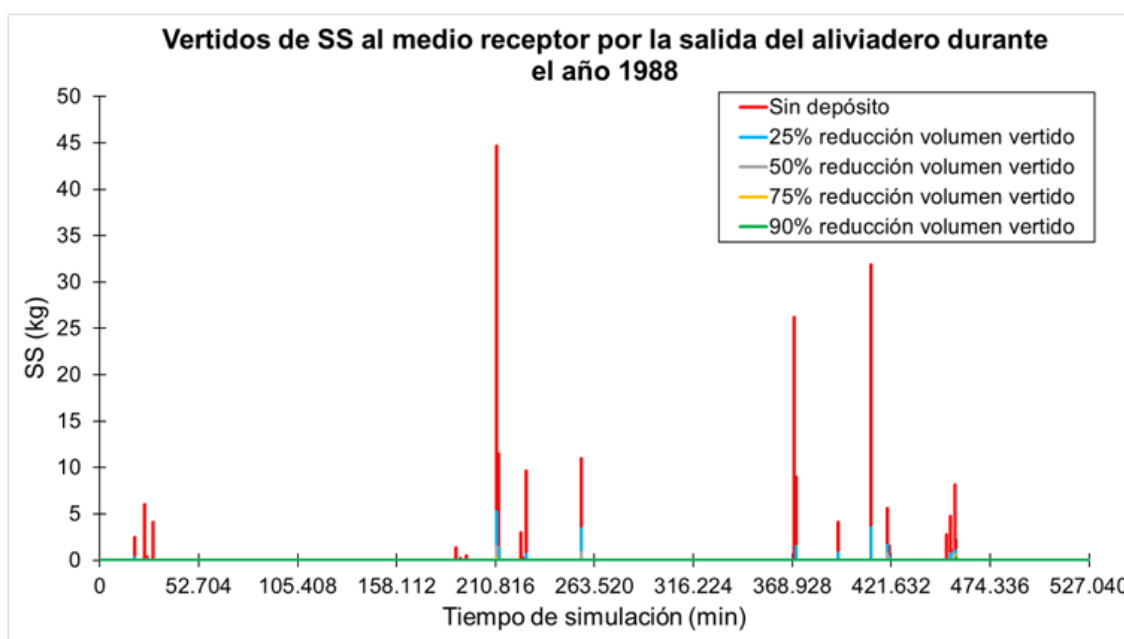


Figura 26 – Vertidos de SS al medio receptor en intervalos de 5 minutos por la salida del aliviadero en función del porcentaje de reducción del volumen de vertido por la misma salida durante el año 1988.

5.2. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DE LA RED CON LA IMPLANTACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN

Seguidamente, se presentan las zonas inundables para los eventos anuales de precipitación del año 1988 considerando la implantación del depósito de retención que reduce en un 25, 50, 75 y 90% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero. Por otro lado, se adjuntan los pozos que desbordan en el escenario de red sin depósito durante este evento de precipitación con el fin de comprobar si el depósito causa insuficiencias donde antes no se producían.



Figura 27 – Ubicación de las zonas inundables durante los eventos anuales de precipitación del año 1988.

Tabla 15 – Volumen de inundación en fase de diagnosis y de prognosis de las zonas inundables para los eventos anuales de precipitación del año 1988.

Código nodo	VOLUMEN DE INUNDACIÓN (m³)				
	Sin depósito	25% de reducción de volumen	50% de reducción de volumen	75% de reducción de volumen	90% de reducción de volumen
0090	26	26	26	26	26
0325	90	88	91	91	90
333	30	28	22	29	30
0606	14	15	19	14	14
1104	83	58	73	49	52
1327	1.492	1.450	1.397	1.485	1.459
2663	124	206	229	263	229
PF_0655	32	32	32	32	32

Como se ha podido observar en la Tabla 15, no se han formado nuevas zonas inundables con la implantación de los depósitos de retención para los eventos anuales de precipitación del año 1988. No obstante, cabe señalar que se aumenta la inundación en el pozo 2663. Este pozo se encuentra aguas arriba del depósito, tan cerca de su zona de influencia que se ha visto afectado por la sobreelevación de los niveles de agua que genera la implantación del depósito.

Se comprueba que la existencia del depósito de retención genera una mejora en el funcionamiento del colector interceptor. El colector tiene capacidad de conducir aproximadamente un caudal pico de $1,971 \text{ m}^3/\text{s}$. Así pues, los resultados que se obtienen para la situación actual (red sin depósito) indican que durante los eventos anuales de precipitación del año 1988 se alcanza un caudal pico de $1,994 \text{ m}^3/\text{s}$, pudiendo comprometer el funcionamiento en lámina libre del colector interceptor y llegar incluso a entrar en presión ligeramente. Sin embargo, aunque el depósito provoque un aumento del volumen que debe transportar el colector interceptor al reducir las descargas del sistema unitario, este genera un efecto de laminación del caudal y consecuentemente, una reducción del caudal punta. Por consiguiente, los caudales pico que se obtienen durante los eventos anuales de precipitación del año 1988 con depósitos de retención que reduzcan en un 25, 50, 75 y 90% de los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero son menores a los obtenidos durante el escenario de red sin depósito. Cabe destacar que el funcionamiento mejora cuanto mayor sea la reducción del volumen de vertido debido a que la atenuación del caudal punta es mayor.

6. COMPARATIVA DE RESULTADOS ENTRE LOS DIFERENTES EVENTOS DE PRECIPITACIÓN USADOS

Los volúmenes de los depósitos para cada uno de los eventos de precipitación planteados a lo largo del estudio y que consiguen una reducción del volumen de vertido por la salida del aliviadero se presentan en la Tabla 16.

Tabla 16 – Comparativa de las dimensiones de los depósitos para cada evento de precipitación.

		T2 años	T5 años	T10 años	Anual 1988
VOLUMEN DEPÓSITO (m³)	25% reducción volumen vertido	1.840	2.070	2.530	3.220
	50% reducción volumen vertido	2.990	3.565	3.910	9.775
	75% reducción volumen vertido	3.910	4.715	5.290	20.700
	90% reducción volumen vertido	4.140	5.175	6.095	29.900

Como se puede ver, los depósitos con mayores dimensiones se obtienen utilizando la serie anual de precipitación del año 1988. Así pues, el evento de precipitación más crítico para el dimensionamiento de los depósitos en términos de reducción del volumen de vertidos es el evento de precipitación anual del año 1988.

En las tablas siguientes, se realiza la comparativa de cuánto se logra reducir los vertidos de contaminantes con la implantación del depósito según el criterio de reducción de los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero en función del evento de precipitación usado.

La eficiencia de los depósitos de retención en términos de reducción de la carga de contaminantes vertida por la salida del aliviadero es mayor si se utiliza la serie de eventos de precipitación del año 1988. Sin embargo, cabe señalar que el volumen de los depósitos de retención es considerablemente mayor que si se utiliza los eventos de precipitación asociados a T2, T5 y T10 años. Asimismo, los depósitos son menores cuanto menor sea el período de retorno asociado, puesto que el evento de precipitación es menor y consecuentemente, el volumen de escorrentía que transporta la red de alcantarillado también lo es. Además, para el mismo evento de precipitación el volumen del depósito se incrementa al aumentarse la reducción del volumen de vertido por la salida del aliviadero.

El número de episodios de vertido no varía durante los eventos de precipitación de T2, T5 y T10 años, puesto que es una precipitación aislada. En cambio, con la serie anual del año 1988 sí que se puede ver la reducción en términos de episodios de vertido durante ese año con la existencia del depósito de retención. En este caso, se consigue reducir a casi la mitad los eventos de vertido (24 eventos de vertido) y una reducción de los SS del 55% con una reducción del 25% en volumen, mientras que se reduce en 1/3 el número de vertidos que se producían sin la existencia del depósito (13 eventos de vertido) y una reducción del 75% de SS únicamente reduciendo el volumen de vertido al 50%. Para reducciones de volumen del 75 y 90% se consigue reducir a 7 y a 3 los eventos de vertido respectivamente.

Tabla 17 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 25% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.

	CON DEPÓSITO – 25% REDUCCIÓN VOLUMEN DE VERTIDO			
	T2 años	T5 años	T10 años	Anual 1988
Volumen depósito	1.840 m ³	2.070 m ³	2.530 m ³	3.220 m ³
Nº vertidos / Nº vertidos sin depósito	1 / 1	1 / 1	1 / 1	24 / 40
Total volumen vertido / Total volumen vertido sin depósito	837 m ³ / 1.120 m ³	1.024 m ³ / 1.372 m ³	1.161 m ³ / 1.556 m ³	8.281 m ³ / 11.147 m ³
Total masa SS vertida / Total masa SS vertida sin depósito	19,3 kg / 22,4 kg	22,3 kg / 25,5 kg	24,3 kg / 28,5 kg	213,5 kg / 471,4 kg
Total masa DQO vertida / Total masa DQO vertida sin depósito	13,1 kg / 13,8 kg	14,7 kg / 15,1 kg	15,5 kg / 16,6 kg	163,4 kg / 364,2 kg
Total masa NH ₄ vertida / Total masa NH ₄ vertida sin depósito	0,9 kg / 1,0 kg	1,1 kg / 1,2 kg	1,2 kg / 1,4 kg	12,0 kg / 16,2 kg

Tabla 18 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 50% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.

	CON DEPÓSITO – 50% REDUCCIÓN VOLUMEN DE VERTIDO			
	T2 años	T5 años	T10 años	Anual 1988
Volumen depósito	2.990 m ³	3.565 m ³	3.910 m ³	9.775 m ³
Nº vertidos / Nº vertidos sin depósito	1 / 1	1 / 1	1 / 1	13 / 40
Total volumen vertido / Total volumen vertido sin depósito	563 m ³ / 1.120 m ³	680 m ³ / 1.372 m ³	775 m ³ / 1.556 m ³	5.609 m ³ / 11.147 m ³
Total masa SS vertida / Total masa SS vertida sin depósito	12,9 kg / 22,4 kg	14,9 kg / 25,5 kg	16,5 kg / 28,5 kg	118,4 kg / 471,4 kg
Total masa DQO vertida / Total masa DQO vertida sin depósito	9,0 kg / 13,8 kg	10,0 kg / 15,1 kg	10,8 kg / 16,6 kg	92,7 kg / 364,2 kg
Total masa NH ₄ vertida / Total masa NH ₄ vertida sin depósito	0,7 kg / 1,0 kg	0,8 kg / 1,2 kg	0,8 kg / 1,4 kg	8,7 kg / 16,2 kg

Tabla 19 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 75% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.

	CON DEPÓSITO – 75% REDUCCIÓN VOLUMEN DE VERTIDO			
	T2 años	T5 años	T10 años	Anual 1988
Volumen depósito	3.910 m ³	4.715 m ³	5.290 m ³	20.700 m ³
Nº vertidos / Nº vertidos sin depósito	1 / 1	1 / 1	1 / 1	7 / 40
Total volumen vertido / Total volumen vertido sin depósito	278 m ³ / 1.120 m ³	339 m ³ / 1.372 m ³	387 m ³ / 1.556 m ³	2.687 m ³ / 11.147 m ³
Total masa SS vertida / Total masa SS vertida sin depósito	6,5 kg / 22,4 kg	7,6 kg / 25,5 kg	8,4 kg / 28,5 kg	48,4 kg / 471,4 kg
Total masa DQO vertida / Total masa DQO vertida sin depósito	4,6 kg / 13,8 kg	5,2 kg / 15,1 kg	5,6 kg / 16,6 kg	39,0 kg / 364,2 kg
Total masa NH ₄ vertida / Total masa NH ₄ vertida sin depósito	0,4 kg / 1,0 kg	0,4 kg / 1,2 kg	0,4 kg / 1,4 kg	4,5 kg / 16,2 kg

Tabla 20 – Comparativa de resultados entre cada evento de precipitación con la implantación del depósito de retención que reduce en un 90% los volúmenes de vertido por la salida del aliviadero.

	CON DEPÓSITO – 90% REDUCCIÓN VOLUMEN DE VERTIDO			
	T2 años	T5 años	T10 años	Anual 1988
Volumen depósito	4.140 m ³	5.175 m ³	6.095 m ³	29.900 m ³
Nº vertidos / Nº vertidos sin depósito	1 / 1	1 / 1	1 / 1	3 / 40
Total volumen vertido / Total volumen vertido sin depósito	111 m ³ / 1.120 m ³	140 m ³ / 1.372 m ³	153 m ³ / 1.556 m ³	1.131 m ³ / 11.147 m ³
Total masa SS vertida / Total masa SS vertida sin depósito	2,6 kg / 22,4 kg	3,2 kg / 25,5 kg	3,3 kg / 28,5 kg	21,3 kg / 471,4 kg
Total masa DQO vertida / Total masa DQO vertida sin depósito	1,9 kg / 13,8 kg	2,2 kg / 15,1 kg	2,3 kg / 16,6 kg	18,0 kg / 364,2 kg
Total masa NH ₄ vertida / Total masa NH ₄ vertida sin depósito	0,1 kg / 1,0 kg	0,2 kg / 1,2 kg	0,2 kg / 1,4 kg	2,1 kg / 16,2 kg

7. CONCLUSIONES

Para reducir las descargas del sistema unitario de la cuenca de estudio al río Congost, se ha optado por implantar un depósito de retención justo antes del inicio del colector interceptor del margen izquierdo del río, a la altura de la plaza Constitució de Granollers.

En el presente estudio, se han obtenido las dimensiones óptimas de los depósitos de retención que consiguen reducciones del 25, 50, 75 y 90% del volumen de vertido en la salida del aliviadero al río Congost para eventos de precipitación de T2, T5, y T10 años y la serie anual de precipitación del año 1988. Las conclusiones a las que se han llegado son las siguientes:

- Para conseguir mayores porcentajes de reducción del volumen vertido al medio receptor, las dimensiones del depósito deben aumentarse mientras que las dimensiones del orificio de salida deben disminuirse.
- Las dimensiones de los depósitos de retención aumentan si el período de retorno del evento de precipitación usado también aumenta, debido a que la intensidad del episodio es mayor. Las dimensiones de los depósitos obtenidos para los eventos de precipitación de T2 y T5 años son un 73% y 87% más pequeños que los obtenidos para T10 años.
- Los depósitos de retención obtenidos para la precipitación anual del año 1988 son mayores que los obtenidos para el evento de precipitación de T10 años y, por ende, de T2 y T5 años a igualdad de porcentaje de reducción del volumen de vertido. Las diferencias entre las dimensiones del depósito aumentan cuanto mayor es el porcentaje de reducción del volumen de vertido. Así pues, para reducciones del 25, 50, 75 y 90% de los volúmenes de vertido, los depósitos obtenidos para T10 años son un 79, 40, 26 y 20% más pequeños que aquellos que se obtienen utilizando la serie anual.
- No es tan importante la intensidad de la precipitación sino cómo se distribuye el volumen de precipitación en el tiempo. Por este motivo, las dimensiones de los depósitos dimensionados con la serie anual de precipitación son mayores que aquellos que se han calculado mediante las precipitaciones de T2, T5 y T10 años. En ningún momento, el evento de precipitación más crítico del año 1988 y que condiciona las dimensiones de los depósitos de retención alcanza un volumen pico mayor que la precipitación de T2 años. Sin embargo, se prologa mucho más en el tiempo haciendo que el volumen de precipitación acumulado

sea mayor y consecuentemente, el depósito también tenga que serlo para poder almacenar todo el agua que le llega.

- Se recomienda, entonces, evaluar el sistema de drenaje en términos de simulaciones continuadas como podría ser el caso de la serie anual de precipitación del año 1988, ya que esta situación es más crítica que si se utiliza una precipitación de diseño asociada a un período de retorno.
- Este estudio no pretende proponer un depósito de retención óptimo para la cuenca de estudio analizada. La solución óptima depende de los criterios de calidad que se exijan en el río Congost. Para ello, se debería modelar cómo afecta las reducciones de las cargas contaminantes vertidas al medio receptor con la implantación de los depósitos de retención y de ahí, escoger qué depósito consigue alcanzar los criterios de calidad impuestos.
- El depósito de retención que consigue una reducción del volumen de vertidos en un 50% por la salida del aliviadero durante los eventos de precipitación del año 1988 también consigue que la frecuencia de vertidos anuales se reduzca a un tercio de su valor inicial. Por lo tanto, cumple con la primera recomendación de la Agencia del Medio Ambiente norteamericana (EPA).
- Para mayores porcentajes de reducción del volumen de vertido, mayor es el tiempo de vaciado del depósito. Es fundamental encontrar un balance entre ambas variables con el fin de cumplir los objetivos medioambientales sin perjudicar el funcionamiento de la red. Se recomienda, pues, que el tiempo máximo de vaciado sea de entre 6 y 8 horas.
- El tiempo de vaciado de los depósitos de retención dimensionados con los eventos de precipitación de T2, T5 y T10 años varía entre los 55 minutos y las 2 horas y 20 minutos. El máximo tiempo de vaciado de los depósitos usando la serie anual del año 1988 va de las 2 horas y 45 minutos hasta las 11 horas y 45 minutos.
- El orificio de salida ejerce mayor influencia en el tiempo de vaciado del depósito. El depósito se vacía con mayor rapidez si las dimensiones del orificio aumentan sustancialmente. Una disminución en las dimensiones del depósito no ejerce una variación del tiempo de vaciado tan brusco como un aumento del orificio de salida.

En términos de eficiencia en la reducción de los agentes contaminantes vertidos al medio receptor en función del evento de precipitación tomado, se concluye lo siguiente:

- La carga contaminante de la red de alcantarillado depende mucho de la temporalidad entre períodos secos y húmedos. En tiempo seco, los contaminantes se acumulan en la superficie y se introducen en la red durante los eventos de precipitación. Es por eso que, en términos de carga contaminante, un evento de precipitación será más crítico cuanto mayor sea el tiempo entre un evento y el evento anterior.
- Nuevamente, por el motivo anterior se recomienda evaluar el sistema de drenaje en términos de simulaciones continuadas como sucede en el caso de la serie anual de precipitación del año 1988.
- El porcentaje de reducción de los contaminantes durante los eventos de T2, T5 y T10 años siempre es menor al porcentaje de reducción de volumen de vertidos asociado.
- El porcentaje de reducción de SS y DQO para la serie anual del año 1988 siempre es mayor al porcentaje de reducción de volumen de vertidos asociado. Por lo tanto, la eficiencia (en términos de reducción de la carga contaminante) es mayor si se utiliza la serie anual de precipitación del año 1988. Aun así, para el caso del contaminante NH_4 las reducciones son mayores a las obtenidas utilizando los eventos de precipitación de T2, T5 y T10 años.
- Se disminuye la carga contaminante que sale hacia el colector interceptor con la implantación del depósito debido al efecto de dilución de la concentración de contaminantes que se produce dentro del elemento.

Con la implantación del depósito, el funcionamiento de la red varía de la siguiente manera:

- Se disminuye los vertidos por la salida del aliviadero.
- Se aumenta el flujo que transporta el colector interceptor a causa de evitar los vertidos por la salida del aliviadero. Este hecho implica un aumento del flujo de entrada a la EDAR. Sería muy recomendable analizar la capacidad de la planta de tratamiento con el fin de comprobar si esta puede tratar todo el volumen de agua que le llega de más.
- Se produce un efecto de laminación del flujo en la salida del aliviadero y hacia el colector interceptor.
- Se mejora el funcionamiento del colector interceptor gracias al efecto de laminación que produce el depósito de retención.
- Se aumentan levemente los vertidos por la salida de aguas arriba al producirse un aumento en los niveles aguas arriba a causa del depósito. Por consiguiente, se recomienda el análisis de una solución combinada,

en donde también se considere la ejecución de un depósito de retención justo antes de la salida de aguas arriba con el fin de evitar los vertidos por ese punto.

- No se incrementan el número de desbordamientos respecto al escenario de diagnóstico después de la implantación del depósito. Así pues, los depósitos de retención no sirven para disminuir ni evitar inundaciones, ya que se sitúa en los puntos más bajos de la cuenca de aportación. La función principal de los depósitos de retención es reducir e incluso, evitar los vertidos al medio receptor únicamente y no la mejora del funcionamiento de la red.

El mensaje final que se quiere transmitir con este estudio es que, para conseguir un diseño de depósito de retención óptimo, el evento de precipitación que se debiera utilizar es la serie anual de precipitación del año 1988. Como se ha comentado a lo largo de este estudio, es fundamental conocer cómo se comporta la red de alcantarillado con y sin la implantación del depósito al menos durante un año representativo de lluvias de la zona y especialmente, contabilizar en cuánto se reduce el número de veces que se vierte al medio receptor en tiempo de lluvia.

No obstante, la utilización de un evento aislado de precipitación –por ejemplo, las lluvias de T2, T5 y T10 años que se han utilizado en este estudio – únicamente simula el comportamiento del depósito frente a ese evento. Cabe destacar que lo largo del tiempo se suceden lluvias de mayor o menor intensidad que no se asemejan en muchas ocasiones a la precipitación de diseño utilizada. Por lo tanto, dimensionar el depósito únicamente teniendo en cuenta solamente este suceso es una simplificación que muy probablemente puede comportar grandes errores en el diseño al no considerarse la variabilidad climatológica existente de la zona.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ashley R. M., Crabtree B., Fraser A. and Hvitved-Jacobsen T. (2003). European Research into Sewer Sediments and Associated Pollutants and Processes. J Hydr Engrg (ASCE). 129(4), 267-275.

Ashley R. M., Fraser A., Burrows R. and Blanksby J. (2000). The management of sediment in combined sewers. Urban Water. 2(4), 263-275.

Barro Bernaldo de Quirós, J. R. (2014) Manual de recomendaciones para el diseño de tanques de tormenta. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, Gobierno de España.

Bouteligier R., Vaes G. and Berlamont J. (2002). Sensitivity of urban drainage wash-off models: compatibility analysis of HydroWorks QM and MouseTrap using CDF relationships. Journal of Hydroinformatics. 4, 235-243.

Chow, V, Maidment, D., Mays, L., Applied hydrology (1988) McGraw-Hill, New York

Crabtree R. W., Ashley R. and Gent R. (1995). Mousetrap: Modelling of real sewer sediment characteristics and attached pollutants. Water Science and Technology. 31(7), 43-50.

Danish Hydraulic Institute (2008). MOUSE. Pollution Transport. Reference Manual - Surface Runoff Quality, DHI Water & Environmental, Horsholm, Denmark.

Gironás J., Roesner L. A., Rossman L. A. and Davis J. (2010). A new applications manual for the Storm Water Management Model (SWMM). Environmental Modelling & Software. 25(6), 813-814.

Gironás J., Roesner L. A., Rossman L. A. and Davis J. (2009). Storm Water Management Model. Applications manual, EPA/600/R-09/077, United States Environmental Protection Agency.

Gómez M. (2008). Curso de hidrología urbana. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports. Universitat Politècnica de Catalunya UPC, Barcelona.

Gómez M. (2008). Calculo Hidráulico de Depósitos de retención. Grup de Recerca FLUMEN Dep. de Ingeniera Hidráulica, Marítima y Ambiental. Escola

Tècnica Superior d'Enginyers de Camins , Canals i Ports. Universitat Politècnica de Catalunya UPC, Barcelona.

Hashimoto, K., Kato, T., Nishimura, M, Tokuda, H., (1990) Hiranogama underground stormwater reservoir flood control in highly urbanized area. Fifth international conference on Urban Storm Drainage. Osaka, Japón.

Lewis A. Rossman, L., Huber W (2016) Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology. National Risk Management Laboratory. Office of Research and Development U.S. Environmental Protection Agency

Mays, L. (2004) Urban Stormwater Management Tools McGraw-Hill. New York

Montalbán i Comas, F (2003) *Guia Tècnica: Recomanacions Tècniques per als estudis d'Inundabilitat d'Àmbit Local. Agència Catalana de l'Aigua. Col·lecció Documents Tècnics.*

Mulliss R. M., Revitt D. M. and Shutes R. B. (1996). The impacts of urban discharges on the hydrology and water quality of an urban watercourse. Sci Total Environ. 189-190, 385-390.

Muthukrishnan S, Madge B, Selvakumar A, Field R, Sullivan D. The Use of Best Management Practices (BMPs) in Urban Watersheds. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, 600/R-04/184 (NTIS PB2007-107266), 2005.

Murakami, H. (1990) Improvement of combined sewer system through stormwater retention at large scale flood control trunk sewers. Fifth international conference on Urban Storm Drainage. Osaka, Japón.

Obermann M., Rosenwinkel K. and Tournoud M. (2009). Investigation of first flushes in a medium-sized mediterranean catchment. Journal of Hydrology. 373(3-4), 405-415.

Perales S., Doménech I. (2008) Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible: Una Alternativa a La Gestión del Agua de Lluvia. PMEnginyeria, Dep. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politècnica de Valencia, España.

Pisano W. C., Aronson G. L., Queiroz C. S., Blanc F. C. and O'Shaughnessy J. C. (1979). Dry-Weather Deposition and Flushing for Combined Sewer Overflow Pollution Control, EPA - Research reporting series.

Pujadas, M. (2016) Casos pràctics El servei municipal de clavegueram de Granollers. Drenatges Urbans del Besòs, S.L.

Rossman L. A. (2009). Storm Water Management Model. User's manual. Version 5, EPA/600/R-05/040, United States Environmental Protection Agency.

Seco, R. I. (2010). Modelo para la estimación del transporte de sedimentos y contaminantes asociados en alcantarillado unitario mediante la utilización de SWMM 5.0. Aplicación en la red de saneamiento de Granollers; Tesis Doctoral; Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

Seco, R.I.; Gomez, M. (2011) Aplicación del modelo SWMM 5.0 para la estimación del arrastre de depósitos de sedimentos y contaminantes asociados en sistemas de alcantarillado unitario. A: IWA Spain National Young Water Professionals Conference. "Proceedings of 2nd Spain National Young Water Professionals Conference". Madrid: 2011.

Seco, R.I.; Gomez, M. (2014) In-sewer organic sediment transport: study of the release of sediments during wet-weather from combined sewer systems in the Mediterranean region in Spain

Suárez López J., Cagiao Villar J. (2005). Vertidos de sistemas de saneamiento unitario en tiempo de lluvia: control de impactos sobre los ríos. Ingeniería y territorio. 71, 44-55.

Tait S. J., Chebbo G., Skipworth P. J., Ahyerre M. and Saul A. J. (2003). Modeling In-Sewer Deposit Erosion to Predict Sewer Flow Quality. J Hydr Engrg (ASCE). 129(4), 316-324.